

Entwicklung der pneumatischen Fundirungs-Methode
und
Beschreibung der Fundirung der Elbebrücke bei
Lauenburg.

Von

Ernst Gaertner,

Ingenieur (in Firma: Gebrüder Klein, A. Schmoll & E. Gaertner).

(Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 7, 8 und 9.)

Die pneumatische Fundirung der Elbebrücke zwischen Hohnsdorf und Lauenburg der Hannover'schen Staatsbahn, welche in der Zeit von September 1876 bis August 1877 zur Ausführung gelangte, zeigt einige interessante Neuerungen.

Die Illustration derselben kann am besten dadurch geschehen, dass, der speciellen Beschreibung dieses Bauwerkes vorangehend, erst in kurzen Zügen, an der Hand der charakteristischen Constructionstypen, die bisherige Entwicklung der pneumatischen Fundirungsmethode gekennzeichnet wird.

Es liegt jedoch nicht die Absicht vor, hier eine eingehende geschichtliche Darlegung über diesen Gegenstand zu geben, und in die Schilderung der mannigfachen Constructionen der hiebei angewendeten Hilfsapparate und Maschinen einzutreten.

Auf die Vergangenheit zurückblickend, sei es gestattet kurz an folgende Momente zu erinnern:

Schon im Jahre 1691 hat Papin dem Gedanken Ausdruck verliehen, dass man unter Wasser Arbeiten mit Zuhilfenahme einer Glocke ausführen könne, in welche mittelst einer Pumpe Luft gepresst wird.

Dem Engländer Smeaton verdankt die Bautechnik seit 1778 die Anwendung der, von Phipps 1687 verbesserten, Taucherglocke*) bei der Ausführung von submarinen Bau-Arbeiten.

Im Jahre 1778 wurden in Frankreich, nach dem Vorschlage von Coulomb, Fellsprengungen unter Wasser in der Seine mittelst eines Taucherschiffes ausgeführt, bei welchem für den Ausgleich des Luftdruckes eine Construction im Sinne der heutigen Luftschleusse projectirt war.

Es ist ferner erwähnenswerth, dass im Jahre 1826 der Oberbergrath von Derschau die Wasserhebung durch Luftcompression in Vorschlag gebracht hat, und dass im Jahre 1831 Lord Cochrane die Idee äusserte, es liesse sich, durch künstliche Verdichtung der Luft, das Wasser in den Schächten zurückhalten.

So weit waren die Ansichten und Leistungen auf diesem Gebiete gediehen, als in Frankreich, im Jahre 1840, dem Minen-Ingenieur Triger die Aufgabe zufiel, einen Schacht zur Aufschliessung des Kohlengebirges an einem Abhange der Loire (la Haye rouge) abzuteufen, welcher späterhin, unter dem Namen Puits de Chalonnès, Berühmtheit erlangt hat.

*) Wie alt die Erfindung der Taucherglocke ist, lässt sich nicht genau bestimmen; schon Aristoteles Chroniken aus dem 14. Jahrhunderte erwähnen dieselbe, und Aristoteles führt an, dass Taucher einen Kessel gebrauchen, der Luft enthält.

Triger ist es nämlich, der die bereits ausgesprochene Idee, durch Luftverdichtung das Wasser in Schächten zu verdrängen, hier zum ersten Male zur Ausführung brachte.

Bei der Wichtigkeit und der häufigen Anwendung des pneumatischen Verfahrens in der Folge, empfiehlt es sich, etwas näher auf die Durchführung dieser Arbeit einzugehen, und dadurch klar zu stellen, welcher Antheil an der Förderung der pneumatischen Fundirungsmethode Triger zufällt, insbesondere da hierüber noch irrige Anschauungen verbreitet sind, und derselbe manchmal kurzweg als Erfinder dieses Systemes bezeichnet wird.

Triger verwendete für den abzuteufenden Schacht ein schmiedeisernes Rohr von 1.33^m innerem Durchmesser und 12^{mm} Blechstärke, welches bei einer Gesamtlänge von 20.0^m, in Stücken von 5.0^m Länge, in Paris angefertigt wurde.

Die einzelnen Stücke wurden an Ort und Stelle zusammengepasst und sodann mittelst des bei artesischen Brunnen üblichen Verfahrens 19.0^m tief in den Schwimmsand getrieben, so dass bis zu diesem Momente die Schachtabteufung nur bezüglich des Rohrdurchmessers Bedeutung besitzt.

Während dieser Arbeit hatte man nun die Beobachtung gemacht, dass der Schwimmsand bis zur Tiefe von 12.0 bis 15.0^m mit Leichtigkeit durchdrungen wurde, dass aber mit Auftreten des gröberen Sandes der Widerstand gegen das Eindringen derart zunahm, dass das Rohr durch 200 Schläge mit einem zwei Tonnen wiegenden Rammhämm, aus 1.50^m Fallhöhe, nur wenige Centimeter eingetrieben wurde, anstatt circa 0.90^m, welche diesem Kraftaufwande bisher entsprochen hatten.

Hiezu kam, dass der Wasserandrang durch den Zwischenraum zwischen dem Kohlengebirge und dem unteren Rande der Röhre ein ganz ungeheurer war, so dass, um diesen Uebelständen abzuhefen, Triger sich zur Ausführung der Idee entschloss, durch comprimirt Luft das Wasser im Schachte zu verdrängen, denselben auf diese Weise weitere 6.0^m abzuteufen, und damit die kohlenführende Schicht anzubohren.

Aus der beiliegenden Zeichnung (Blatt 7, Fig. 1) ist zu entnehmen, dass Triger in das obere Ende der eisernen Röhre eine cylindrische, an den Schachtwandungen abgedichtete Kammer einsetzte, die er (Sas-à-air) Luftschleusse nannte. In der Decke dieser Kammer befindet sich ein Mannloch zum Einsteigen der Arbeiter in dieselbe, und am Boden ist eine Klappe angebracht, durch die das Einfahren in den Schacht stattfinden kann.

Mittelst der, in der Zeichnung angegebenen, Rohrleitung wird die Luft, welche zwei durch eine Dampfmaschine getriebene Gebläse lieferten, in die Schleusse, beziehungsweise den Schacht geführt, und dort im Maasse der wirklichen Wassersäule comprimirt.

Entsprechend angebrachte Hähne gestatten den Ausgleich des Luftdruckes, so dass nach Wunsch die Communication der Luftkammer mit der äusseren Atmosphäre oder dem Schacht hergestellt werden kann. Zum Zwecke der Förderung des Wassers war eine besondere, abschliessbare, Rohrleitung angebracht, ähnlich dem Syphon, wie wir ihn heute noch verwenden.

Die Material-Förderung geschah durch Kübel in der aus der Zeichnung zu entnehmenden Weise; ein Manometer für den Luftdruck und ein Sicherheitsventil vollendeten die Ausrüstung des Apparates.

Aus diesen Mittheilungen geht daher hervor, dass es das Verdienst Triger's ist, das pneumatische Pressionsverfahren bei Schachtabteufungen zuerst zur Anwendung gebracht zu haben.

Es erfordert jedoch die Gerechtigkeit, zu constatiren, dass der englische Ingenieur John Hughes im Jahre 1851, worauf später bei der Erwähnung des Baues der Medway-Brücke bei Rochester zurückgekommen wird, die Einleitungen zur Fundirung der Pfeiler mittelst comprimierter Luft schon getroffen hatte, ehe er Kenntniss erhielt von der durch Triger, wie wir gesehen haben, bereits im Jahre 1840 ausgeführten Schachtabteufung.

In der historischen Entwicklung des Thema's weiter schreitend, ist an den Namen Triger's jener des deutschen Architekten Gustav Pfannmüller von Mainz anzureihen. Derselbe hat im Jahre 1851 ein von ihm verfasstes Project veröffentlicht für die Ueberbrückung des Rheines bei Mainz mittelst einer steinernen Brücke, bestehend aus neun Segmentbögen von 164' darmstädtisch = 41·0^m Spannweite und 22' = 5·5^m Pfeilhöhe, unter Anwendung einer neuen Methode für die Pfeilergründung.

Derselbe hatte sich nämlich davon überzeugt, dass bei der vorhandenen Wassertiefe, die bei Mittelwasser von 8 bis 20' (2 bis 5·0^m) variirt, und einer Fundirungstiefe von wenigstens 28' = 7·0^m, um die tragfähige Thonschichte zu erreichen, die gewöhnliche Fangdamm-Fundirung nicht, oder nur mit Aufwand von sehr bedeutenden Kosten ausführbar sei.

Pfannmüller dachte daher zuerst an die Anwendung eines, der Grösse der Pfeiler entsprechenden, oben und unten offenen, viereckigen Kastens aus Eisenblech und wollte denselben, nach der Anbringung an Ort und Stelle, mittelst Dampfmaschinen ausschöpfen.

Die Beschaffenheit der oberen Terrainschichten jedoch, dann der äussere bedeutende Wasserdruck von 20' = 5·0^m Höhe, und insbesondere seine Befürchtung, durch das Auspumpen eine nachtheilige Auflockerung des Baugrundes herbeizuführen, brachten ihn wieder von dieser Idee ab. Dieser letztere, sehr berechtigte Beweggrund mag besonders hervorgehoben werden, da erfahrungsgemäss hierauf in manchen Fällen zu wenig Gewicht gelegt wird.

Pfannmüller kam sodann auf die Idee, diesen eisernen Kasten oben zu schliessen und, anstatt durch Auspumpen, das Wasser durch Compression der Luft nach unten zu verdrängen. Nachdem auch diesem Projecte wesentliche Mängel anhafteten, so verfasste derselbe schliesslich das Project, welches auf der beiliegenden Tafel (Blatt 7, Fig. 2) wiedergegeben ist, wobei ich bemerke, dass aus seinem Werkchen nicht entnommen werden kann, ob er überhaupt Kenntniss von der vorerwähnten Schachtabteufung durch Triger hatte.

Wie man sieht, war daher für die Fundirung ein eiserner Senkkasten vorgesehen, in seiner Form dem Pfeiler genau

entsprechend, mit einem nach aufwärts gekrümmten Boden und nach unten sich verlängernden Wänden, wodurch ein hohler Raum von 2·10 bis 2·60^m Höhe gebildet wurde, der durch zwei Querscheidewände in drei luftdicht abgesonderte Zellen getheilt ist, deren jede mittelst eines Schachtes mit dem oberen Raum in Verbindung steht.

Der ganze eiserne Kasten von 31·60^m Länge und 10·90^m Breite, daher von 302·61^m Grundfläche, sollte mit 16 Schiffskrahnen an ein Pontongertüst gehängt werden, und es hatte sich der Autor den Bau desselben auf einem Flosse gedacht, so dass nach dessen Herstellung der Senkkasten mittelst der Krahne vollständig über Wasser gehoben, das Floss und derselbe versenkt werden könnte.

Pfannmüller beschreibt in seiner Publication sehr eingehend diese Manipulation des Herablassens und der genauen Stellung des Senkkastens, die entsprechende Belastung des Bodenraumes (die Decke) desselben durch Trassmauerwerk oder Beton. Als nächste Operation bezeichnet derselbe die Entfernung des Wassers aus der unteren Abtheilung des Kastens durch eine Luftdruckpumpe, die er sich von einer kleinen, in einem Ponton aufgestellten Dampfmaschine von 4 bis 6 Pferdekraften betrieben dachte. Allerdings irrte er sich, wie man sieht, betreffs der erforderlichen Maschinenkraft und des Luftquantums erheblich, indem wir nach unseren heutigen Erfahrungen wissen, dass für einen Caisson von 73·42^m Umfang, 302·61^m Basis und 2·35^m mittlerer Höhe des Arbeitsraumes, zur Fundirung bis auf etwa 8·0^m unter dem Wasserspiegel, ein Luftquantum von circa 13^{km} per Minute erforderlich ist, welches von zwei grossen Gebläsen geliefert werden kann, mit einer Betriebskraft von zusammen circa 40 effectiven Pferdekraften anstatt der von vorausgesetzten 4 bis 6 Pferdekraften.

Doch diesen Irrthum wolle man ihm nicht zum Vorwurfe machen, da auch in neuester Zeit hierin manchmal selbst von erfahrenen Ingenieuren, gefehlt wird.

Aus dem Plane kann ferner entnommen werden, wie Pfannmüller die Schachte zum Einsteigen der Arbeiter in den unteren Raum anbrachte, und für die Entfernung des Materiales, welches durch Untergraben des Kastens („wie dies bei einem gewöhnlichen Senkbrunnen geschieht,“ sagt der Autor) zum Zwecke des Versenkens desselben gewonnen wurde, die in der Luftschleuse seitwärts sichtliche Klappe vorgesehen hatte.

Nach Erreichung der erforderlichen Fundirungstiefe sollte der untere Raum des Senkkastens mit Trassbeton ausgefüllt werden, wozu die in den Boden einer jeden Abtheilung eingeschraubten beiden Röhren vorgesehen waren, nach welcher Arbeit die Function der Gebläse vom Autor als beendet erklärt wird.

Die weitere Aufmauerung des Pfeilers, nach Vollendung des Fundamentes, projectirte Pfannmüller mit einer Quaderverkleidung, welche er im Schutze der eisernen Blechhülle ausführen und sodann den oberen Theil des Kastens abschrauben wollte, um denselben aufs neue, bei dem unterdessen so weit gediehenen Bau eines zweiten Senkkastens, zu verwenden.

Das Gewicht des eisernen Kastens sammt Blechhülle, von nur 3^{mm} Dicke, war zu circa 40.000^{kg} veranschlagt,

wobei das Gewicht des Senkkastens allein, offenbar viel zu leicht, mit nur 15.000^{kg} in Rechnung gestellt wurde, indem nach unseren modernen bewährten Constructionstypen ein Caisson von 302·61^m Basis circa 135.000^{kg}, das heisst neunmal mehr wiegen würde.

Zu dieser eingehenden Beschreibung dieses Projectes sehe ich mich aus dem Grunde veranlasst, weil aus dem Studium desselben klar hervorgeht, dass der Architekt Gustav Pfannmüller aus Mainz schon im Jahre 1850 die Caissonfundirung in einer Weisse projectirt hat, wie sie heute im Grossen und Ganzen noch ausgeführt wird, und dass ihm daher das grosse Verdienst zugesprochen werden muss, das pneumatische Pressionsverfahren, in Verbindung mit eisernen Caissons oder Senkkasten, für Brückenfundirungen zuerst in's Auge gefasst zu haben, wenn es ihm auch nicht gegönnt ward, sein Project zur Ausführung zu bringen.

Chronologisch fortfahrend, komme ich jetzt dazu, die eingangs kurz erwähnte Fundirung der Brücke über den Medway bei Rochester in England anzuführen.

Im Jahre 1850—51 hat der englische Ingenieur John Hughes unter der Oberleitung des Civil-Ingenieurs Cubitt das Project für eine Brücke über den Medway mit drei grossen, durch gusseiserne Segmentbogenträger überspannte Oeffnungen, eine mit 170' = 51·8^m und zwei mit 140' = 42·6^m Lichtweite, ausgearbeitet.

Die Flusspfeiler der Brücke erhielten einen Querschnitt von 1118^{sq} = 103·86^{sq} bei 17' 8" = 5·38^m Breite und 70' = 21·3^m Länge zwischen den Vorköpfen. Das Fundament derselben wurde durch 14 Stück gusseiserne Röhren von 7' = 2·13^m Durchmesser gebildet, welche, in Querabständen von 10' = 3·05^m und Längsdistanzen von 9' = 2·74^m von einander entfernt, bis auf eine, der verlangten Tragkraft entsprechende Tiefe in das Flussbett eingetrieben, und darauf mit Beton und Ziegelmauerwerk ausgefüllt werden sollten.

Als Mittel, um die gusseisernen Röhren zu versenken, bediente man sich ursprünglich, bei der Fundirung des Pfeilers zunächst Strood, der pneumatischen Exhaust-Methode des Dr. Potts, welche bei ähnlichen Arbeiten (neue Brücke bei Peterborough und andere) mit Erfolg angewendet worden war; jedoch zeigten wenige Versuche, dass der Druck auf die Röhren, welcher durch das partielle Vacuum in denselben erzielt wurde, ganz unzulänglich war, um die Röhren in den durch groben Steinwurf und Holzwerk bedeckten Grund zu treiben.

John Hughes entschloss sich daher den Process umzukehren, daher mit comprimierter Luft das Wasser aus den Röhren zu verdrängen und denselben dadurch den Charakter von Taucherglocken zu geben. Die von Hughes zu diesem Ende gewählte Disposition und die damit verbundenen Constructionen sind in der Zeichnung (Blatt 7, Fig. 3) genau skizzirt, auf deren eingehende Beschreibung ich mich jedoch hier nicht einlasse, da ich nur die historische Entwicklung des Verfahrens zu schildern beabsichtige,

übrigens nochmals hervorhebe, dass Hughes erst nach Vollendung seiner Einrichtungen Kenntniss von der pneumatischen Schachtabteufung Triger's erhielt.

Es dürfte genügen darauf hinzuweisen, dass die Gussröhren, an ihrem unteren Ende eiförmig verstärkt, in einzelnen Längen von 9' = 2·74^m beigestellt wurden, und dass zur Aufbringung der erforderlichen Belastung, um das Eindringen der Röhren zu erzielen, die aus der Zeichnung ersichtliche Disposition diente, mittelst welcher die pneumatische Fundirung anstandslos zur Ausführung gelangte, und die Tiefe von 30' = 9·14^m unter der Flusssohle, respective 40' = 12·19^m unter Wasser erreicht wurde.

Es muss daher als das Verdienst von John Hughes und seiner Mitarbeiter anerkannt werden, dass durch dieselben im Jahre 1851 zum ersten Male die pneumatische Pressionsmethode bei Brückenfundirungen, wobei die Pfeiler aus gusseisernen Röhren gebildet waren, die in unverändertem Querschnitt als Arbeitsraum dienten, projectirt und zur Anwendung gebracht wurde.

Als weiterer Markstein in der Entwicklung des pneumatischen Verfahrens ist die Fundirung des Mittelpfeilers der Royal Albert-Brücke über den Tamar-Fluss bei Saltash (Cornwallis) zu erwähnen, welche unter der Oberleitung des berühmten Ingenieurs Sir Isambert K. Brunel durch den Ingenieur R. P. Brereton in den Jahren 1853—56 in England zur Ausführung kam.

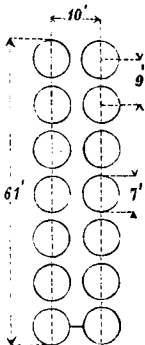
Diese ganze Brückenanlage ist eine gigantische; bei einer Totallänge von 2200' = 670·54^m bestehen zwei Stromöffnungen von je 455' = 168·85^m Spannweite, deren Fahrbahn sich, wegen des Schifffahrtsverkehrs des nahe befindlichen Plymouth, 100' = 30·48^m über der Hochwasserlinie befindet.

Um sich über die zu wählende Fundierungsmethode für den Mittelpfeiler, welcher in 70' = 21·3^m tiefes Wasser mit starker Strömung zu bauen war, entscheiden zu können, liess Brunel im Jahre 1848—49 eine genaue Sondirung des Untergrundes vornehmen, und zwar dadurch, dass im Innern eines schmiedeeisernen Rohres von 6' = 1·83^m Durchmesser und 85' = 25·9^m Länge 175 Bohrungen gemacht wurden.

Aus diesen Sondirungen ging hervor, dass an dieser Stelle eine Schlammsschicht von 6 bis 16' = 1·83 bis 4·88^m Stärke den festen Felsen überdeckt, welcher sehr unregelmässig geschichtet, stark zerklüftet und nach der einen Seite hin bedeutend geneigt war.

Brunel liess sodann das Rohr bis auf den Felsen treiben, das Wasser auspumpen, um die Dichtigkeit des Schlammes zu erproben, worauf das Innere des Rohres ausgeräumt, bis zur Flusssohle mit Mauerwerk ausgefüllt und der Eisencylinder wieder entfernt wurde.

Auf Grund dieser Bohrungsresultate ward ein genaues Modell des, den Untergrund bildenden, Felsens angefertigt, und entschloss sich Brunel zur Ausführung eines massiven gemauerten runden Pfeilers von 35' = 10·67^m Durchmesser, der vom Felsfundamente bis zur Hochwasserlinie eine Höhe von 96' = 29·26^m zu erhalten hatte. Ueber diesem Niveau



erheben sich vier achteckige gusseiserne Säulen von $10' = 3.05^m$ Stärke, auf denen die Eisenconstruction gelagert ist, deren Fahrbahn, wie erwähnt, $100' = 30.48^m$ über Hochwasser liegt; hieraus ergibt sich ein Druck von 10 Tons per Quadratfuss = 10.94^{kg} per Quadrat-Centimeter der Pfeilergrundfläche während der Verkehrsbelastung.

Um den gemauerten Pfeiler herstellen zu können, wurde ein schmiedeiserner Cylinder von $37' = 11.28^m$ Durchmesser und $90' = 27.43^m$ Länge in der Weise angefertigt, wie es aus der Zeichnungsbeilage (Blatt 7, Fig. 4) zu entnehmen ist. — Der Cylinder ist unten offen und an seinem unteren Umfange so geformt, dass er sich den, aus dem angefertigten Modelle erhobenen, Unebenheiten des Felsens genau anpassen konnte, mithin $6' = 1.83^m$ auf einer Seite länger war, als an der anderen.

Brunel glaubte in Folge der bei den Sondirungen gemachten Beobachtungen annehmen zu dürfen, dass dieser Cylinder, wenn er nach Durchdringung des Schlammes einmal auf dem Felsen aufsitzen würde, ausgepumpt und daher die Ausführung des Mauerwerkes im Innern desselben trocken gemacht werden könne.

Um jedoch für den Fall des Misslingens der Trockenlegung vorbereitet zu sein, wurde die Einrichtung so getroffen, dass unter Anwendung des pneumatischen Pressionsverfahrens (mittelst welchem Brunel bereits die Brücke bei Chepstow 1851 mit Gusspfeilern fundirt hatte) eine ringförmige Granitquaderschichte, von $4' = 12.2^m$ Breite, am Umfange der Arbeitskammer hergestellt werden konnte.

Die schematische Anordnung hiezu ist aus der Zeichnung ersichtlich, und ich führe aus dieser interessanten Baugeschichte nur an, dass im Frühling 1853 mit dem Bau des eisernen Cylinders, im Juni 1854 mit dessen Fundirung begonnen, im Februar 1855 der Felsen, bei der Maximaltiefe von $87' 6'' = 26.36^m$ unter Hochwasser, erreicht und im Mai 1855 das ringförmige Granitmauerwerk am unteren Umfange, $7' = 2.13^m$ hoch, unter comprimierter Luft, nach Ueberwindung mancherlei Zufälligkeiten und bedeutender Schwierigkeiten vollendet wurde.

Hiemit hätte nun die pneumatische Fundirungsperiode ihr Ende erreichen sollen, indem die Absicht vorhanden war, den inneren Arbeitsraum nunmehr auszupumpen, dann den Schlamm zu entfernen, und das Mauerwerk in freier Luft trocken auszuführen.

Allein in Folge der Undichtheiten, die sich aus den Zerklüftungen des Felsens ergaben, und des enormen Druckes der äusseren Wassersäule, stellte es sich als unmöglich heraus, selbst bei Anwendung von vier Dampfpumpen mit $13'' = 0.396^m$ Cylinder-Durchmesser, das Niveau des Wassers im Innern tiefer als $54' = 16.46^m$ zu senken. Es mussten daher die Einleitungen dahin getroffen werden, das pneumatische Verfahren auf die ganze Basis des Pfeilers zur Anwendung zu bringen, was mit grossem Aufwand an Zeit und Kosten verknüpft war, so dass erst im März 1856 die Arbeitskammer ausgeräumt und ausgemauert, endlich im October das Mauerwerk über Wasser gebracht wurde. Hierauf konnte der obere Theil des eisernen Cylinders abgenommen und Mitte November 1856 diese schwierige Fun-

dirung zum Abschluss gebracht werden, nach einer Bauzeit von $3\frac{1}{4}$ Jahren (März 1853 bis November 1856).

Das gesammte Eisengewicht des Cylinders, mit Einschluss der Schachte und der ringförmigen Arbeitskammer, betrug 290 Tons = 294.600^{kg} , wovon circa 170.000^{kg} auf den im Fundament verbleibenden Theil, also den Caisson nach unserer heutigen Bezeichnung, entfallen, daher bei 11.28^m Durchmesser = 100^{m^2} Grundfläche sich ein Caissongewicht von circa 1700^{kg} per Quadratmeter Basis ergibt.

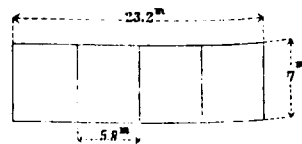
Aus dem Gesagten geht hervor, dass den Ingenieuren Sir Isambert K. Brunel und R. P. Brereton die Priorität der Anwendung des pneumatischen Pressionsverfahrens bei der Fundirung von massiv, im Schutze einer Blechhülle, gemauerten Pfeilern, mittelst eines die Form desselben besitzenden runden, schmiedeisernen Caissons zukommt, und hiebei eine Wassersäule von 26.36^m überwunden zu haben, wodurch ein weiterer wesentlicher Fortschritt in diesem Gebiete gekennzeichnet ist.

Der historischen Vollständigkeit halber kann hier einschaltend bemerkt werden, dass im Jahre 1857, als erstes derartiges Object in Oesterreich, die Brücke über die Theiss bei Szegedin durch den französischen Ingenieur Cesanne, nach Analogie anderer Objecte, mittelst des pneumatischen Verfahrens zur Ausführung kam, wobei die Pfeiler aus gusseisernen Röhren gebildet wurden.

Die weitere Entwicklung dieser Methode wird durch die Fundirung der Rheinbrücke bei Kehl illustriert, welche im Jahre 1858 begonnen und 1859 beendet wurde. Die Geschichte dieses Baues ist durch zahlreiche Beschreibungen bekannt geworden, so dass ich mich daher hier ziemlich kurz fassen kann.

Auf beiliegender Zeichnung (Blatt 7, Fig. 5) ist die generelle Darstellung des angewendeten Verfahrens gegeben, woraus zu entnehmen ist, dass der den Bau leitende französische Ingenieur Fleur-St. Denis die Idee hatte — ob in Kenntniss des Pfannmüller'schen Projectes, ist mir unbekannt — das Fundament der Strompfeiler dieser Brücke durch grosse rechteckige, den Pfeiler umschliessende eiserne Kästen zu bilden, von 23.20^m Länge für die äusseren Pfeiler, 17.40^m für die Mittelpfeiler und 7.0^m Breite, welche in vier getrennten Abschnitten von 5.8^m Länge bei den äusseren Pfeilern, mittelst comprimierter Luft in das Geschiebe des Rheines bis auf die Tiefe von circa 20.0^m unter dem Wasserspiegel versenkt werden sollten. Zur entsprechenden Belastung und Ueberwindung der Reibung am Umfange hatte Fleur St. Denis die successive Aufmauerung der Pfeiler auf den eisernen Kästen in's Auge gefasst, und zwar ohne Blechhülle, wogegen er eine Verkleidung aus Quadern anwenden, und das Innere des Pfeilers ausbetoniren wollte.

Die Construction des eisernen Kastens oder Caissons ist aus der Zeichnung ersichtlich und geht daraus hervor, dass der eiserne Plafond der Arbeitskammer über den Querträgern angebracht war. Abgesehen von den scharfen



Ecken der Caissons bewährte sich im Allgemeinen die Construction ganz gut, und kann bemerkt werden, dass das Gewicht eines Kastens bei 162.4 m^2 Grundfläche 145.000 kg betrug, mithin entfallen per 1 m^2 Basis 890 kg Eisengewicht.

Die weiteren eigenthümlichen, von Fleur-St. Denis gewählten Dispositionen bei Anwendung des pneumatischen Verfahrens bestehen in der Aussparung eines ovalen Arbeitsschachtes im Pfeilerkörper, welcher direct mit der freien Luft in Verbindung steht. In diesem Schachte ist ein, durch Dampfkraft betriebenes, Paternosterwerk angebracht, welchem durch die im Caisson in comprimierter Luft arbeitende Mannschaft das zum Zwecke des Versenkens des Pfeilers gelöste Material zugeführt wird, so dass die Förderung desselben aus der Arbeitskammer auf das Arbeitsplateau mittelst der Baggerung direct, ohne Verschleussung durch das Medium der comprimierten Luft, bewerkstelligt werden kann.

Ergänzend schalte ich hier ein, dass Fleur-St. Denis nach den ersten Versuchen der separaten Versenkung der vier, den Fundirungskasten eines Pfeilers bildenden, Theile dieselben fest mit einander verschraubte, und späterhin gleichzeitig fundirte.

So bestechend übrigens die Anbringung des Arbeitsschachtes, mit dem im Innern desselben unter dem Drucke der äusseren Atmosphäre functionirenden Baggerapparate, auf den ersten Blick erscheint, so zeigten sich doch bei der Ausführung mannigfache Schwierigkeiten und Bedenken gegen diese Disposition. Bei wiederholt vorgekommenem Reißen der Baggerkette und sonstigen Brüchen des Geräthes, war es nur mit Zuhilfenahme langwieriger Taucherarbeiten möglich, die erforderlichen Reparaturen auszuführen, so dass der geförderte Aushub weitaus nicht das erwartete und der maschinellen Leistungsfähigkeit des Apparates entsprechende Resultat ergab, und zwar anstatt 40.32 km^3 per Stunde für vier Bagger nur im Mittel 15.0 km^3 . Ueberdies ist mit dieser Disposition die Gefahr von Explosionen verbunden, indem bei Ueberdruck der comprimierten Luft dieselbe gewaltsam die Wassersäule aus dem Schachte herausschleudern kann, was bei diesem Baue in der That auch einmal eingetreten ist.

Wenn man sich nun den bisher geschilderten Entwicklungsgang und das von den Vorgängern Geleistete gegenwärtig hält, so gelangt man zu dem Schlusse, dass dem französischen Ingenieur Fleur-St. Denis das Verdienst, und hiefür die Priorität zuzuerkennen ist, im Jahre 1859 unter Anwendung comprimierter Luft die Fundirung von Brückentheilern mittelst eines schmiedeisernen rechteckigen Kastens, welcher die Form des Pfeilers umschliesst, ausgeführt zu haben, während die Ideen Pfannmüller's im Jahre 1850 nur Project geblieben sind. — Als weitere Eigenthümlichkeit der durch Fleur-St. Denis bewirkten Ausbildung des Verfahrens ist die Schaffung einer Constructionsform für die Caissons zu bezeichnen, die in mannigfacher Beziehung bis zum heutigen Tage noch als Vorbild dient; ferner die Einführung des offenen Baggerschachtes und die Ausführung des Fundament-Mauerwerkes der Pfeiler ohne schützende Blechhülle.

Durch die centrale Lage des Kehler Brückenbaues, und die gelungene Durchführung dieser Arbeit, kam die pneumatische Caisson-Fundierungsmethode zu allgemeinerer Kenntniss, so dass nun, an dieses Vorbild anlehnd, eine ganze Reihe von Brückenfundirungen in ähnlicher Weise zur Ausführung gelangten, die jedoch kein Element der weiteren Ausbildung des Verfahrens erkennen lassen.

Mit dem Jahre 1862 ist dagegen beim Baue der Brücke über die Seine bei Argenteuil ein bemerkenswerther Fortschritt zu verzeichnen.

Wie aus der Zeichnung (Blatt 8, Fig. 6) zu entnehmen ist, sind die Flusspfeiler dieser Eisenbahnbrücke aus gekuppelten gusseisernen Röhren gebildet, welche pneumatisch separat fundirt wurden. Die Eigenthümlichkeit bei dieser Arbeit besteht nun darin, dass das den Arbeitsraum bildende untere Ende des Guss-Cylinders durch eine aus gusseisernen Rippen gebildete und ausgemauerte kegelförmige Decke abgeschlossen ist, welcher man den Namen „Crinoline“ gegeben hat.

Von diesem Arbeitsraume aus führt ein, im Centrum des Guss-Cylinders angebrachter, Schacht von 1.10 m Durchmesser, um welchen die Betonausfüllung gemacht wird, zum oberen Ende, wo die auf dem letzten Gussringe aufgesetzte Luftsclussse die Verbindung mit der äusseren Luft vermittelt.

Mit dieser Neuerung ist der wesentliche Vortheil verknüpft, unmittelbar auf die untere Decke, die Crinoline, die zur Versenkung erforderliche Belastung durch Ausmauerung oder Betonirung des Hohlraumes aufbringen zu können, während man bisher bei der Fundirung der Röhren zur künstlichen Beschwerung derselben seine Zuflucht genommen hatte. Ein weiterer, unwesentlicherer, Vortheil dieser Disposition ist der geringere Verlust an comprimierter Luft in Folge Undichtheit der Wandungen, da der Querschnitt des Einsteigrohres ein reducirter, was jedoch in dem Verhältniss, wie dies stattfindet, nur von unerheblichem Belange ist.

Der Bau der Brücke von Argenteuil wurde unter der Leitung der Ingenieure Jullien und Martin von dem französischen Unternehmer A. Castor (einem geborenen Düsseldorfer) ausgeführt, und gebührt denselben das Verdienst, diese Vervollkommnung der Methode eingeführt zu haben.

Im Norden Deutschlands, wo nach dem Vorbilde der Kehler Rheinbrücke im Jahre 1864 die Brücke über den Pregel bei Königsberg pneumatisch fundirt worden war, kam gleichzeitig in Folge der hiefür besonders geeigneten Bodenbeschaffenheit die offene Brunnen-Fundierungsmethode, von Stein und Quassowsky sehr vervollkommnet, vielfach zur Anwendung.

Unverkennbar ist nun der Einfluss dieser letzteren Methode in Deutschland auf die pneumatischen Pfeilergründungen, welche in den Jahren 1866—67 beim Bau der Brücken bei Stettin über die Oder und Parnitz unter der Leitung von Stein, und bei Düsseldorf über den Rhein im Jahre 1868 unter der Leitung von Pichier,

in ähnlicher Weise zur Ausführung gelangten, und eine wesentliche Neuerung aufweisen.

Aus der Zeichnung (Blatt 8, Fig. 7), welche im gleichen Maassstabe (1 : 100) mit allen anderen Typen ausgeführt ist, und die Flusspfeiler-Fundirung der König Wilhelm-Brücke bei Düsseldorf über den Rhein darstellt, ist zu entnehmen, dass die Pfeiler über Niederwasser aus massivem Mauerwerk im vollen Querschnitte derselben bestehen, dagegen gegründet sind auf zwei cylindrische gemauerte Brunnen von je $26' = 8.15^m$ Durchmesser, welche in der ersichtlich gemachten Weise über der Flusssohle durch ein Gewölbe mit einander verbunden sind.

Diese gemauerten Brunnen wurden einzeln pneumatisch versenkt, und besteht die Eigenthümlichkeit darin, dass anstatt der bisher in Anwendung gestandenen Cylinder aus Guss- oder Schmiedeisen, die Brunnen in der Hauptsache aus Mauerwerk mit Klinkerverkleidung ausgeführt sind.

Der Arbeitsraum ist nämlich derart gebildet, dass sich auf einem $4' 8'' = 1.49^m$ hohen eisernen, gut versteiften, mit einer Schneide versehenen Kranze, welcher das untere Ende des Brunnens bildet, das sehr sorgfältig in Cementmörtel ringförmig versetzte Klinkermauerwerk erhebt. Durch starke schmiedeiserne Rippen, welche in der Höhe von 4.26^m über dem unteren Rande von einem eisernen Ringe aufgenommen werden, und der Ausmauerung zwischen denselben, wird der obere kegelförmige Abschluss des Arbeitsraumes hergestellt.

Der Zugang zu diesem Raume ist durch einen schmiedeisernen Kamin vermittelt, welcher in gewohnter Weise mit einer Luftschleuse in Verbindung steht.

Das Pfeilermauerwerk, welches ohne Blechhülle, jedoch mit einer Klinkerverkleidung auf dem eisernen Kranze auf sitzt, ist mit demselben durch eine Anzahl von Mauerankern verbunden, wobei erwähnenswerth ist, dass das Gewicht des Eisens, welches in der Construction des Kranzes, der Rippen, des Ringes und der Maueranker, also zum Bau der Arbeitskammer erforderlich war, 20.750^{kg} beträgt. Bei 8.15^m Durchmesser eines Brunnens, also 52.17^{m^2} Grundfläche, beträgt daher das Eisengewicht per 1^{m^2} Basis 397^{kg} .

Die Durchführung der Fundirungsarbeiten bei den genannten drei Brücken nach dem geschilderten Systeme ist ohne nennenswerthe Störungen vor sich gegangen, und es gebührt daher den Ingenieuren Stein und Pichier das Verdienst, das pneumatische Pressionsverfahren bei gemauerten runden Pfeilern mit schwerem eisernen Schuh, und durch eiserne Rippen gebildeten Arbeitskammer, in Anwendung gebracht, und damit bewiesen zu haben, dass sorgfältig hergestellte Arbeitskammern aus Mauerwerk der comprimierten Luft hinreichenden Widerstand leisten und genügende Luftdichtigkeit besitzen.

Mit Fig. 8 des beiliegenden Blattes 8 erlaube ich mir eine Skizze zur Kenntniss zu bringen, welche ich im Jahre 1868 in Paris ausgearbeitet habe, als mir dort in meiner damaligen Stellung der Auftrag erteilt wurde, das Project für den Bau eines Drehpfeilers der Brücke bei Ranville von 8.0^m Durchmesser zu verfassen.

Ich dachte mir, wie aus der Zeichnung zu ersehen ist, den cylindrischen Pfeiler ganz massiv aus Mauerwerk mit einer Verkleidung der in Frankreich sehr verbreiteten Moëllons (kleine Quader, hier auch Hackelsteine genannt) ohne Blechhülle hergestellt.

Der Arbeitsraum, mittelst welchem das pneumatische Verfahren zur Anwendung kommen sollte, war derart projectirt, dass auf einer ganz leicht construirten, aus einem Winkel- und Flacheisen gebildeten, Schneide das Umfassungs-Mauerwerk unmittelbar aufsass, und im Innern, ohne weitere eiserne Rippen, ein Quadergewölbe kuppelförmig ausgeführt werden sollte, welches sich im Centrum an einen eisernen Winkelkranz, und das hiemit verbundene Ansatzstück des eisernen Einsteigschachtes von 1.0^m Durchmesser anlegte, durch welchen in bekannter Art die Verbindung mit der Luftschleuse hergestellt war.

Die Priorität der Einführung der vollkommen gemauerten Arbeitskammern und Fundamentkörper, mit leichter eiserner Schneide, bei Anwendung des pneumatischen Verfahrens, allerdings nur im Projecte, erlaube ich daher für mich in Anspruch zu nehmen, wobei ich bemerke, dass es zur Bauausführung nach diesem Project nicht kam, da, der Neuheit wegen, das genügende Vertrauen hiezu fehlte.

Wie sich hier bei uns in Oesterreich in den Jahren 1869 bis 1877 das pneumatische Gründungsverfahren herausgebildet hat, kann als bekannt vorausgesetzt werden, und wird auch an die Vorträge erinnert, welche in den Jahren 1869, 1871 und 1872 von den Herren Bau-Director v. Ruppert, General-Director Morawitz und mir über den Bau der Stadelauer, Mauthausener, Steyeregger und Nussdorfer Donaubrücken im österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereine gehalten wurden. Bei allen diesen Objecten kam das pneumatische Gründungsverfahren mit eisernen Caissons, und unter Anwendung der Blechhülle für das aufgehende Mauerwerk des Fundamentes, zur Ausführung, wobei Fundirungstiefen bis zu 16.6^m unter Nullwasserspiegel erforderlich wurden.

Zur Vervollständigung erlaube ich mir als Beispiel der modernen Caissonfundirungen in Oesterreich auf Blatt 8, Fig. 9 den Uferpfeiler der, durch die Unternehmung Klein, Schmoll & Gaertner in den Jahren 1871—76 erbauten Kronprinz Rudolph-Brücke über die Donau bei Wien vorzuführen. Dieser Pfeiler ist auf einen eisernen Caisson gegründet von 27.17^m Länge und 8.85^m Breite, mit einer Grundfläche von 223.60^{m^2} , daher der grösste eiserne Caisson, welcher bisher bei Brückenbauten in Europa zur Anwendung gekommen ist.

Es lässt sich hieraus die moderne Constructionsweise der Caissons entnehmen, wonach die eiserne Decke des Arbeitsraumes unter den Querbalken liegt, und dass derselbe eine freie Höhe von 2.20^m über der Schneidenterkannte besitzt.

Im Allgemeinen kann erwähnt werden, dass sich bei den zahlreichen bisherigen Ausführungen nach diesem Systeme kein Unfall irgend welcher Art ergeben hat, und dass bei der normalen Höhe der Arbeitskammer von 2.20^m , das

Gewicht der Caissons (ohne Blechhülle für das aufgehende Mauerwerk), je nach der Pfeilergrösse, per 1[□] Caissonfläche 400 bis 540^{kg} beträgt; im Mittel für einen Caisson von 50·0[□] Basis etwa 450^{kg} per 1[□].

Wenn es mir nun gestattet ist, einen kurzen Blick über den atlantischen Ocean zu werfen, und zu erörtern, in welcher Weise in den Vereinigten Staaten von Nordamerika die pneumatische Fundierungsmethode zur Ausbildung gelangte, so kann ich allerdings nicht constatiren, dass wir dort wesentlichen vortheilhaften Neuerungen bei derselben begegnen, dass jedoch, wie bei vielem Anderen in Amerika, die Grösse der Bauwerke bemerkenswerth ist. Zur Illustration hievon erlaube ich mir die Fundirungen der Brücke bei St. Louis und die East-River-Brücke als charakteristische Beispiele herauszugreifen.

Bei der St. Louis-Bogenbrücke über den Mississippi, die sich auch durch die Construction der Stahlbogenträger auszeichnet, und durch Captain Eads in den Jahren 1869—74 ausgeführt wurde, sind die Strompfeiler auf schmiedeisernen Caissons fundirt, von denen der grössere eine Grundfläche von 373·5[□] besitzt, und welche nach vielen Richtungen hin in der bei uns üblichen Weise construirt sind.

Die Luftschleussen sind, wie aus der Zeichnung (Blatt 9, Fig. 11) zu ersehen ist, bei dieser Pfeilerfundirung, welche bis zu der bemerkenswerthen Tiefe von 120' = 36·6^m unter Hochwasser getrieben werden musste, um den festen Felsen zu erreichen, in unmittelbarer Verbindung mit dem Caisson, im Innern des Pfeilerkörpers angebracht. Captain Eads findet hierin ein Mittel, um die Verluste an comprimierter Luft zu vermindern, was allerdings, aber nur in sehr beschränktem Masse, zutreffend ist; ferner kann es als zweckmässig bezeichnet werden, besonders bei grossen Fundierungstiefen, dass die Arbeiter nur unter dem Drucke der äusseren Atmosphäre zur Arbeitskammer, in welcher sich die Luftschleusse befindet, herabzusteigen haben, welche Beschwerde durch einen Aufzug übrigens auch gänzlich zu umgehen wäre.

Es muss jedoch auf eine grosse Gefahr hingewiesen werden, welche die Folge der Anbringung der Luftschleusse an dieser Stelle sein kann, dass nämlich bei plötzlicher Abnahme des Luftdruckes oder Senkung des Caissons, daher rapider Steigung des Wasserspiegels in demselben, sich das Arbeitspersonal nicht schnell genug durch die Luftschleusse in Sicherheit bringen kann. Ueberdies ist nicht zu übersehen, dass die Luftschleusse, derartig disponirt, bei jedesmaliger Fundirung eines Objectes in demselben verloren geht.

Die Förderung des Sandes aus der Arbeitskammer, mit welchem man es bei dieser Fundirung zu thun hatte, geschah mittelst Sandpumpen und Wasserpressung (10 Atmosphären), wobei eine Pumpe von 3 $\frac{1}{2}$ " = 89^{mm} Bohrung, daher 62·2[□] Querschnitt, per 1 Stunde 20 Kubik-Yards = 15·3^{kbm} Sand auf 125' = 38·10^m Höhe gefördert haben soll, mithin per 1[□] Nettoquerschnitt und Stunde = 0·249^{kbm}.

Für die Ausführung des Mauerwerkes über dem Caisson wendete auch Captain Eads eine, durch ein Holzgerippe versteifte, Blechhülle an.

Endlich kann als Eigenthümlichkeit angeführt werden, dass der Oekonomie halber, nachdem die Fundirung den festen Felsen erreicht hatte, bei einigen Pfeilern die Ausfüllung der Arbeitskammer nur mit Sand, anstatt mit Beton stattfand.

Bei der Fundirung der grossartigen East-River-Hängebrücke zwischen New-York und Brooklyn, welche seit dem Jahre 1870 unter der Oberleitung des Colonel Washington Röbling und der Herren Collingwood und Paine im Baue befindlich ist, kamen hölzerne Caissons zur Anwendung.

Diese Caissons für die beiden Thurm Pfeiler haben eine Länge von 168' = 51·24^m und eine Breite von 102' = 31·11^m, besitzen daher die imponirende Grundfläche von 1594[□].

Aus der Zeichnung (Blatt 9, Fig. 12) ist die Construction der Caissons zu entnehmen, deren hölzerne Decke, welche aus sich kreuzenden Balkenlagen gebildet ist, eine Stärke von 15 bis 21' = 4·77 bis 6·4^m hat. Zum Bau eines Caissons wurden 250.000^{kg} Eisen und 3140^{kbm} Holz verwendet, daher per 1[□] Grundfläche 163^{kg} Eisen und 2·0^{kbm} Holz.

Zur Förderung des sandigen Aushubmaterials kamen auch hier, jedoch Luft-Sandpumpen zur theilweisen Anwendung; hauptsächlich geschah dieselbe aber mittelst Cummingham'scher Baggerschaufeln, welche in offenen Schächten functionirten, die im Inneren des Pfeilers, unter dem Druck der äusseren Atmosphäre stehend, ähnlich disponirt waren, wie beim Kehler Rheinbrückenbaue, und das Mittel bieten, die dem unteren Ende, vom Arbeitsraume aus, zugeführten Aushubmaterialien mit der genannten Schaufel direct zu heben, ohne den Verschleussungsprocess durchmachen zu müssen.

Es kann jedoch nicht unerwähnt gelassen werden, dass die dieser anscheinend zweckmässigen Einrichtung anhaftende Gefahr von Explosionen, worauf bei Besprechung des Baues der Kehler Brücke hingewiesen wurde, in der That während der Fundirung der East-River-Brücke eingetreten ist. Hiebei wurden Trümmer aus diesen Schächten 150^m hoch in die Luft geschleudert, und es war lediglich glücklichen Umständen zu danken, dass der plötzlich sinkende Caisson nur unerheblich beschädigt und nicht gänzlich zertrümmert, auch sonst kein weiteres Unheil angerichtet wurde.

Aus diesen typischen Beispielen der in den Vereinigten Staaten von Nordamerika üblichen Anwendung des pneumatischen Gründungsverfahrens geht hervor, dass als Neuerungen, gleichviel, ob dieselben alle als zweckmässig anerkannt werden können, zu bezeichnen sind: Die Anwendung des Holzes für die Construction der Caissons, die Disposition der Luftschleusse unmittelbar in Verbindung mit dem Caisson, die Anwendung der Sandpumpen zur Förderung des Aushubes, und die Ausfüllung der Arbeitskammern mit Sand anstatt Beton, was vielleicht in Europa, ohne Wissen und Willen der Ingenieure, hie und da auch schon vorgekommen sein mag.

Ich bemerke übrigens, dass auch in der Schweiz in den siebziger Jahren, bei der pneumatischen Gründung einer Brücke über die Aare, ebenfalls hölzerne Caissons angewendet wurden.

Nach Europa zurückkehrend, glaube ich mit der Erwähnung einer unlängst von der Unternehmung Klein, Schmoll & Gaertner eingeführten Neuerung die Schilderung der historischen Entwicklung des pneumatischen Fundirungsverfahrens schliessen zu können.

Es wurde nämlich bei Fundirung der Elbebrücke bei Aussig der österreichischen Nordwestbahn im Jahre 1873, in Berücksichtigung des Umstandes, dass der die Basis bildende Felsen auf geringer Tiefe anzutreffen war, und dass auch die Pfeiler keinen grossen Querschnitt hatten ($45 \cdot 15^m$ Basis), die normale Höhe der Arbeitskammer von $2 \cdot 20^m$ auf $1 \cdot 60^m$ reducirt, und hiemit auch das Gewicht der eisernen Caissons.

Auch beim Bau der Salzburger Staatsbrücke über die Salzach (siehe Blatt 8, Fig. 10) wurde die Höhe der Arbeitskammern mit $1 \cdot 60^m$ beibehalten, obschon die Strompfeiler eine Länge von $17 \cdot 69^m$ bei $3 \cdot 70^m$ Breite, mithin eine Fläche von $61 \cdot 68^m$ besitzen, indem nach den vorhandenen Aufschlüssen über die Beschaffenheit des Untergrundes, eine Fundirtiefe von nur $6 \cdot 0^m$ in's Auge gefasst war. Es wurde daher auch die Construction der Caissons so leicht als irgend thunlich durchgeführt, so dass deren Gewicht per 1^m Grundfläche nur 287^ks beträgt.

Allerdings stellte es sich nachträglich als nothwendig heraus, mit der Fundamentbasis der Strompfeiler bis auf die Tiefe von $9 \cdot 0^m$ unter Nullwasser zu gehen, was übrigens ohne irgend welche Anstände zur Ausführung gelangte, wenn auch mit etwelchen Unbequemlichkeiten für die Arbeiter verknüpft, da dieselben im Caisson nicht aufrecht stehend ihren Dienst versehen konnten.

Es kann die Reduction der Höhe der Arbeitskammern, und damit die Verminderung des, einen wesentlichen Preisfactor bildenden, Eisengewichtes der Caissons bei entsprechenden Verhältnissen als eine zweckmässige Neuerung bezeichnet werden, besonders empfehlenswerth bei kleineren, sehr ökonomisch herzustellenden Objecten.

Indem hiemit vom Jahre 1840 angefangen bis zur Gegenwart die schrittweise Entwicklung der pneumatischen Gründungsmethode in einem kurzen Ueberblicke gekennzeichnet ist, empfiehlt es sich, die Frage zu beantworten, ob durch die Pariser Weltausstellung von 1878 Bauwerke zur Kenntniss gebracht wurden, welche einen bemerkenswerthen Fortschritt auf diesem Gebiete erkennen lassen. — Bei meinen, freilich nicht sehr eingehenden, Studien an Ort und Stelle ist mir keine wesentliche Neuerung in der Anwendung des pneumatischen Verfahrens aufgestossen, dennoch dürfte die Mittheilung über einige hieher gehörige Ausstellungsobjecte Interesse besitzen.

Von dem französischen Marineministerium wurde das Modell eines Caissons ausgestellt, der gegenwärtig von der Unternehmung Hersent & Langlois ausgeführt wird. Dieser Caisson, welcher für den Hafen von Toulon bestimmt ist, und ein gleicher für ein zweites Dock, umfasst ein Trockendock in seiner Totalität, so dass derselbe eine Länge von $144 \cdot 0^m$, eine Breite von $41 \cdot 0^m$, daher die

enorme Basis von 5904^m besitzt, und $19 \cdot 81^m$ hoch über die Unterkante mit den Umfassungsblechen reicht. Das Eisengewicht beträgt 2 Millionen Kilogramm.

Im Ausstellungspavillon des französischen Ministeriums für öffentliche Arbeiten befanden sich Zeichnungen der pneumatisch fundirten Widerlager der gewölbten Brücke, mit einem Halbkreisbogen von $40 \cdot 0^m$ Spannweite, bei Collonges über den Rhône, der bei Hochwasser dort $5 \cdot 0^m$ Geschwindigkeit per Secunde besitzt. Die Luftschleusse ist hier im Innern der Arbeitskammer unter dem Plafond des Caissons angebracht, welcher $10 \cdot 50^m$ lang und $10 \cdot 0^m$, respective $7 \cdot 50^m$ breit ist; zu demselben führt ein, aus drei Abtheilungen bestehender, viereckiger eiserner Schacht, $2 \cdot 85 \times 1 \cdot 15^m$, dessen mittlerer Theil für das Herabsteigen der Arbeiter und die Luftleitung dient, und die beiden äusseren Abtheilungen für die Auf- und Abwärtsbewegung der Kübel zur Förderung des pneumatischen Aushubes. Das Verschleussen der Kübel geschieht durch das Passiren enger viereckiger, mit Klappen verschliessbarer Kasten von $0 \cdot 85^m$ im Gevierte, die auf der Luftschleusse angebracht sind.

Der diesen Bau im Jahre 1870 leitende Ingenieur Sadi Carnot, jetzt Unterstaatssecretär im Ministerium für öffentliche Arbeiten, hält diese Disposition, die uns aus Amerika bekannt ist, für zweckmässig und ökonomische Vortheile bietend, was sich seiner Ansicht nach dadurch bestätige, dass der Kubikmeter pneumatische Aushub $23 \cdot 50$ Francs, und das Fundament eines auf $6 \cdot 0^m$ unter Normalwasser versenkten Widerlagers 80.000 Francs gekostet habe. Der Preis des Kubikmeters Fundament ergibt sich hieraus zu 133 Francs ($= 62 \cdot 24$ fl. ö. W.), während unsere hiesigen pneumatischen Fundirungen der Brückenwiderlager, bei viel höheren Eisenpreisen, unter Anwendung unseres Systemes theils nicht höher, theils billiger zu stehen kommen.

In demselben Pavillon war die Zeichnung einer Taucherglocke, und dieselbe in natura nebst Manipulations-Schiff in der Seine, ausgestellt, bestimmt zur Ausführung von Reparaturen an Wehren und Schleussen unter Wasser und bei starker Strömung der Seine; endlich auch, um damit Röhrenfundirungen auszuführen.

Der Apparat ist in der Mitte eines eisernen Schiffes von $32 \cdot 0^m$ Länge und $7 \cdot 3^m$ Breite, und zwar in einem achteckigen Ausschnitte derart angebracht, dass sich derselbe in verticalen Führungen frei bewegen kann.

Die Glocke besteht aus zwei eisernen concentrischen Cylindern von $5 \cdot 20^m$, respective $1 \cdot 90^m$ Durchmesser, und der entstehende ringförmige Zwischenraum enthält eine Reihe von luftdicht abgeschlossenen Zellen, welche je nach Belieben mit Wasser oder comprimirt Luft gefüllt werden können, wodurch die Regulirung der Bewegung der Glocke geschieht.

Der mittlere Cylinder dient als Einsteigrohr in die Luftschleusse, welche unmittelbar über der Arbeitskammer angebracht ist, deren Durchmesser ebenfalls $5 \cdot 20^m$, bei $3 \cdot 0^m$ respective $5 \cdot 0^m$ Höhe beträgt.

Die Verständigung von aussen mit dem Arbeitspersonale in der Glocke soll durch ein akustisches Rohr erzielt werden, an dessen einem Ende eine vibrirende Membrane befindlich ist. Dieser ganze Apparat, welcher für Arbeiten bis 4·5^m unter Wasserspiegel bestimmt ist, kostete mit Einschluss des Manipulations-Schiffes und der ganzen Ausrüstung an Luftpumpen und Requisiten 176.000 Francs.

In dem Schiffe sind zwei luftdichte Abtheilungen von zusammen 60^{km} Volumen angebracht, mittelst welcher der Tiefgang des Apparates in den Grenzen von 0·80 bis 1·20^m variirt werden kann.

Die Idee zu dieser Glocke *) rührt von dem Senator Krantz her, die Ausführung erfolgte 1876—77 in den Ateliers von Claparède & Cie. in St. Denis.

Endlich ist ein, wenn auch die Brückentundirungen nicht unmittelbar berührendes, durch Modell und Zeichnungen auf der Ausstellung illustriertes Verfahren des belgischen Ingenieurs L. Taskin erwähnenswerth, um horizontale Gallerien, z. B. Tunnel unter Meeresarmen, pneumatisch vorzutreiben, wobei daran erinnert wird, dass Professor Winkler im Jahre 1873 zu diesem Zwecke auch ein, hievon allerdings ganz abweichendes Project veröffentlicht hat.

Hiemit bin ich am Schlusse der historischen Uebersicht über die Entwicklung des pneumatischen Fundirungsverfahrens und gleichzeitig an dem Punkte angelangt, an welchen sich die generelle Beschreibung der Pfeilerfundirung der Brücke über die Elbe bei Hohnsdorf-Lauenburg der Hannover'schen Staatsbahn anknüpfen lässt, wobei ich mich auf die beiliegenden Zeichnungen, Blatt 9, Fig. 13—18, beziehe.

Fundirung der Pfeiler der Brücke über die Elbe bei Hohnsdorf-Lauenburg der Hannover'schen Staatsbahn.

Die drei Bahngesellschaften, welche an der im Jahre 1864 errichteten Dampffähre über die untere Elbe zwischen Hohnsdorf und Lauenburg interessirt waren, vereinigten sich in den siebziger Jahren zum Zwecke der Erbauung einer stabilen doppelgleisigen Eisenbahn-Brücke an dieser Stelle, und übertrugen der Direction der königl. Hannover'schen Staatsbahn die Durchführung dieses Baues.

Das Project hiefür wurde 1875 unter der Oberleitung des damaligen Bau- und Betriebs-Inspectors Grüttefien von dem Abtheilungs-Baumeister Wiesner in Hannover

*) Es wird daran erinnert, dass auf der Weltausstellung in Wien 1873 eine Taucherglocke in der dänischen Abtheilung durch Beschreibung illustirt war, welche zur Fundirung eines runden Pfeilers, von 5·77^m im Durchmesser, im Hafen von Kopenhagen gedient hatte. Nach Durchdringung einer Schlammsschichte von 1·73^m Stärke wurde das Pfeilermauerwerk, bei 7·54^m Wassertiefe, auf den ausgebneten Kalkfelsen im Schutze der Glocke aufgesetzt.

Auch beim Baue des zweiten Trockendocks in Pola, im Jahre 1874, gelangte eine Taucherglocke zur Anwendung. Hiebei wurde für die aus Santorinblöcken bestehenden Umfassungsmauern die Fundamentbasis dadurch hergestellt, dass mittelst der Taucherglocke die, den verwitterten Karstfelsen bedeckende Schlammsschichte abgeräumt, der Felsen (bis zu Wassertiefen von 12^m) abgeglichen und darauf eine ebene Mauerfläche hergestellt wurde.

ausgearbeitet, wonach die gesammte lichte Durchflussweite von 448·0^m in zwei Drehöffnungen zu 14·0^m, drei Stromöffnungen zu je 100·0^m und drei Fluthöffnungen zu je 40·0^m lichter Spannweite eingetheilt erscheint, woraus sich mithin neun Pfeiler ergeben, und zwar zwei Landpfeiler, ein Drehpfeiler, vier Strompfeiler und zwei Inundationspfeiler.

Ueber die Art der zu wählenden Fundirung für diese Pfeiler wurden sehr umfassende Vorstudien gemacht, auf welche der geheime Ober-Baurath Schwedler seitens des Ministeriums in Berlin einen massgebenden Einfluss nahm, und wobei sich auch die Unternehmung Klein, Schmoll & Gaertner in Wien insoferne betheiligte, als sie Projecte und Ausführungs-Propositionen für eine Caissonfundirung zur Vorlage brachte, die jedoch in dieser Form nicht angenommen wurden.

Unter Berücksichtigung der Beschaffenheit des Untergrundes, welcher auf grosse Tiefen aus einem scharfkörnigen Sande, theilweise mit Torf, Kies und Thon gemengt, besteht, und der wechselnden Lage der Stromrinne, in Verbindung mit starken Kolkungen und Verlandungen, wurde principiell ursprünglich für die Fundirung der im Flussbette liegenden Pfeiler das pneumatische Verfahren, und für die übrigen Pfeiler die offene Brunnenversenkung in Aussicht genommen.

Nachdem, wie erwähnt, die vorgeschlagene Gründung mittelst eiserner Caissons verworfen worden war und man sich für gemauerte Fundamentkörper entschieden hatte, gab die Feststellung der geeignetsten Form für dieselben Anlass zu den verschiedensten Projecten, unter Anderem, angeregt durch Schwedler, auch zu einem solchen mit nebenstehendem Grundriss, um sich der gewöhnlichen Form der Pfeiler möglichst zu nähern, welche Idee jedoch nicht weiter verfolgt wurde.



Schliesslich kam man wieder auf die Disposition zurück, die aus der Zeichnung auf Blatt 9, Fig. 13, ersichtlich ist, daher der allgemeinen Anlage entspricht, wie bei der Rheinbrücke nächst Düsseldorf.

Die beiden gemauerten runden Brunnen, welche das Fundament eines Pfeilers bilden, werden nach deren Fundirung durch ein unter Nullwasser liegendes Gewölbe mit einander verbunden, worauf der weitere Aufbau über Wasser im vollen Querschnitte des Pfeilers zur Ausführung gelangt.

Die Durchmesser der Brunnen variiren bei den verschiedenen Pfeilern, und betragen 9·0^m bei dem runden Drehpfeiler, 8·0^m bei den Strompfeilern, 5·5^m bei den Fluthpfeilern, 6·0^m bei dem Lauenburger Widerlager, welches auch auf zwei Brunnen fundirt wurde; endlich erhielten bei dem Hohnsdorfer Landpfeiler die vier Brunnen, welche nach nebenstehender Skizze das Fundament bildeten, die vorderen 6·5^m Durchmesser, und 4·0^m Durchmesser die rückwärtigen Brunnen.



Das in Deutschland besonders bei Staatsbauten übliche System der Bauvergebung im Klein-Accorde, wobei sogar Material-Lieferung und Arbeitsleistung getrennt werden, gestattete nicht die Uebertragung der gesammten Fundirungsarbeiten an eine General-Unternehmung, es gereichte aber dennoch meiner Firma zur grossen Ehre, dass ihre Propositionen für die Uebernahme der

pneumatischen Fundirungsarbeiten seitens der königlichen Direction für so vorthailhaft erachtet wurden, dass sich letztere entschloss, dieses Verfahren nun für sämtliche Pfeilergründungen zur Anwendung zu bringen, und sodann diese Arbeiten im Sommer 1876 auf folgender Grundlage an dieselbe zur Ausführung übertrug:

Die Fundirung sämtlicher 19 Brunnen muss, mit August 1876 anfangend, bis spätestens Ende 1878 vollendet sein, wobei die königliche Bauverwaltung die bis zur Flusssohle herabgelassenen, fertig gemauerten Fundamentkörper der Unternehmung zur pneumatischen Versenkung, unter ihrer eigenen Verantwortung, bis auf die erforderlichen Tiefen übergibt.

Die Fundirungstiefen betragen bei den Pfeilern im Flussbett circa 12·0^m unter Niederwasser, bei den anderen Pfeilern circa 7·0^m.

Ferner hat die Unternehmung die Ausbetonirung der Arbeitskammern der Pfeiler in comprimierter Luft auszuführen, und die gesammten erforderlichen pneumatischen Apparate, Maschinen und Werkzeuge beizustellen, und deren Betrieb selbst zu besorgen.

Als Entschädigung erhält die Unternehmung für 1^{kbm} pneumatisch geförderten, im Auftrag gemessenen Aushub den Betrag von 17·20 R. M., etwa 9·75 fl. ö. W., und für die Anfertigung, sowie Einbringung des Betons in comprimierter Luft, ohne Material-Lieferung, für 1^{kbm} den Betrag von 27·90 R. M. = 15·80 fl. ö. W.

Sollten bei der Fundirung Hölzer, Steine oder andere grössere Gegenstände vorkommen, so wird für die pneumatische Förderung von Stücken über 0·1^{kbm} Inhalt der Betrag von 115 R. M. = 65·40 fl. ö. W. per Kubikmeter vergütet.

Endlich wurde bestimmt, dass nach vollendeter entsprechender Versenkung eines jeden Fundamentkörpers die Zurückgabe desselben an die Bauverwaltung zu geschehen habe.

Auf diesen Grundlagen, deren Mittheilung Interesse haben dürfte, wurden die Fundirungsarbeiten Anfang September 1876 begonnen.

Die einige Neuerungen aufweisende Construction der Fundamentkörper kam in nachstehender Weise zur Ausführung.

Die gemauerten Brunnen besitzen, wie dies aus der, die Strompfeiler darstellenden Zeichnung, Blatt 9, Fig. 13 und 16, ersichtlich ist, an ihrem unteren Ende einen schmiedeisernen Schuh von 0·40^m Höhe, welcher mit zwei verticalen Eisen von je 13^{mm} Dicke die Schneide bildet, die mit einem Winkeleisen von 80/80^{mm} × 10^{mm} und entsprechenden Absteifungen mit der oberen ringförmigen Platte von 0·29^m Breite und 10^{mm} Stärke verbunden ist, und das Auflager abgibt für drei übereinander liegende und sich übergreifende Bohlenkränze aus Rothbuchenholz von je 0·080^m Stärke, welche, untereinander fest verbunden, an den Winkelkranz verschraubt und mit Theer gut calfatirt sind.

Zwischen dem ersten Bohlenkranz und der eisernen Ringplatte liegt ein getheerter Dachfilz, und auf der obersten Bohlenlage ist ein Theerstrich mit Sandelung angebracht, damit der Mörtel des Mauerwerkes anbindet.

Auf dieser Basis erfolgt nun die Aufmauerung der eigentlichen Arbeitskammer mit Ziegelmauerwerk, und zwar am Umfange mit einer Verkleidung von Klinkern, 17 Schaa- ren hoch, 1·875^m über die Schneide reichend, wobei Läufer- mit Binderschaaren abwechseln und die Ziegel einfach in ihrer rechteckigen Form versetzt und nicht nach der dem Kreissector entsprechenden Gestalt zugehaut werden, so dass sich keilförmige Fugen bilden.

Im Innern wird durch Auskragung der nur als Binder versetzten, aus Klinkern bestehenden Schaa- ren in der aus der Zeichnung zu entnehmenden Weise allmähig die Arbeitskammer domartig geschlossen.

Das Füllmauerwerk und auch die Umfangsverkleidung über der 17. Schaar besteht aus gewöhnlichen Backsteinen von dem Formate 65 × 115 × 240^{mm}, so dass 400 Stück auf 1^{kbm} Mauerwerk aufgehen.

Die Zwischenräume zwischen den inneren und äusseren Schaa- ren der Arbeitskammer sind grundsätzlich durch Binder hergestellt, und werden nur nach Bedarf, um die verticale Fugendeckung zu erzielen, einzelne Läuferkränze eingelegt. Der angewendete Mörtel besteht aus einem Theil Lüneburger Portland-Cement und einem Theil Sand für die Verkleidungs- und unteren Schaa- ren, und aus zwei Theilen Sand für das Innere bei grösserer Dicke des Mauerwerkes.

Im oberen Schenkel des eisernen Schu- hes sind Löcher von 45^{mm} Durchmesser angebracht zur Aufnahme und Befestigung von Hängeschrauben, zum Zwecke der Herablassung der Fundamentkörper von den Baugerüsten auf die Flusssohle. Die Anzahl der Schrauben richtet sich nach der Grösse der Brunnen, und erforderten z. B. jene für die Strompfeiler, von 8·0^m Durchmesser, je 24 Stück Schrauben.

Der Abschluss der Arbeitskammer wird in dem elliptischen gemauerten Schachte durch eine in der Höhe von 0·75 bis 1·0^m eingemauerte eiserne Platte von 10^{mm} Stärke gebildet, welche durch Consolen mit einem 0·60^m hohen eisernen, ovalen Ansatzrohr vernietet ist. Endlich sind im Innern eine Anzahl von Ankern aus Rundeisen, 20^{mm} stark, angebracht, um das Mauerwerk mit dem eisernen Schuh zu verbinden.

Das gesammte in den Fundamentkörpern aufgehende Eisengewicht beträgt z. B. bei einem Brunnen der Strompfeiler von 8·0^m Durchmesser, daher 50·26^{qm} Grundfläche:

Für den eisernen Schuh	3329 ^{kg}
„ die Abschlussplatte mit Ansatzrohr	560 ^{kg}
„ 19 Stück Maueranker	273 ^{kg}
zusammen ein Eisengewicht von	4162 ^{kg}
oder per 1 ^{qm} Grundfläche	83 ^{kg}

Für die pneumatische Förderung des Aushubes dienten die bekannten Apparate meiner Firma, indem die Einrichtung getroffen war, dass der obere Flantsch des erwähnten vermauerten Ansatzrohres nach der Chablone gebohrt wurde, welche zu den Schachtröhren, die zu diesen Apparaten gehören, genau passt.

Ein Moment, welches bei Inangriffnahme dieser Arbeiten von grosser Bedeutung war, bestand in der Frage des Bedarfes an comprimierter Luft bei ganz gemauerten Arbeitskammern, deren Versenkung unmittelbar nach der Vollen-

dung der Mauerung, daher vor vollständiger Erhärtung des Mörtels, vorzunehmen war.

Allerdings ist die der comprimierten Luft ausgesetzte Fläche der gemauerten Arbeitskammern, trotz der bedeutenden Höhe, nur unerheblich grösser als die Berührungsflächen bei einem eisernen Caisson, allein es musste vorausgesetzt werden, dass in Folge der zahlreichen Fugen des Mauerwerkes die Dichtheit der Kammer eine wesentlich geringere sein werde, als bei einem gut genieteten Caisson. Es wurde daher auch durch sorgfältige Verstreichung der Fugen, Ueberziehung der inneren Flächen mit einem Cementguss und insbesondere sehr aufmerksame Ausführung des Mauerwerkes für möglichste Dichtheit Vorkehrung getroffen.

Bei dem zuerst in Angriff genommenen Brunnen des, dem linken Ufer zunächst gelegenen Strompfeilers, wo die Mauerung unter genauer Controle sehr sorgfältig ausgeführt wurde, zeigte sich nun bei Beginn der pneumatischen Fundirung am 7. September 1876, dass die Dichtheit eine überraschend befriedigende war, so dass es späterhin möglich wurde, nachdem der zweite Brunnen dieses Pfeilers auch zur Versenkung eingerichtet war, dieselbe bei beiden Fundamentkörpern, von zusammen $2 \times 50.26 = 100.52 \text{ m}^2$ Querschnitt, mit demselben Gebläse gleichzeitig zu betreiben, obschon die Cote des Eindringens in den Boden und unter Wasser, daher auch der Druck der comprimierten Luft ein ganz verschiedener war, und z. B. bei dem einen Brunnen der Wassersäule von 14.19 m , bei dem anderen Brunnen einer solchen von 10.65 m entsprach.

Das gleichzeitige Versenken der verschieden tief stehenden Brunnen durch dasselbe Gebläse wurde vermittelt durch Einschaltung eines regulirbaren Absperrventiles in die betreffenden Luftleitungen.

Das hierbei verwendete horizontale Dampfgebläse hat einen Gebläse-Cylinder-Durchmesser von 0.471 m und einen Hub von 0.471 m , liefert daher bei dem normalen Gange von 45 Umdrehungen per Minute und einem Nutzeffect von 0.75, ein Luftquantum von 332 km^3 per Stunde, wobei ich bemerken kann, dass dieses Gebläse für eine Caissonfundirung, mit einer Grundfläche des Caissons von 100.52 m^2 , und einer Tiefe der Versenkung unter Wasser von circa 10.0 m , selbst bei einem forcirten Gange von 60 Umdrehungen per Minnte, nicht ausreichen würde.

Für Collegen, welche sich für diesen Gegenstand besonders interessiren, bemerke ich, dass seitens meiner Unternehmung ganz genaue Aufschreibungen und Beobachtungen über den Gang der Gebläse und den Luftverbrauch gemacht wurden, die in geeigneter Form seinerzeit wohl zur Veröffentlichung gelangen werden.

Ich muss nun freilich hier gleich hinzufügen, dass bei den folgenden zur Versenkung kommenden Arbeitskammern die Dichtheit derselben eine erheblich geringere war, so dass als ein Haupterforderniss die vorzügliche Ausführung der Maurerarbeit bei Herstellung der Fundamentkörper bezeichnet werden muss, und es nicht gebilligt werden kann, dass dieselbe — wie dies bei diesem Bau geschehen — von den Arbeitern im Accord gemacht wurde.

Die hohe Leistungsfähigkeit der Luftschleussen unseres Systemes bewährte sich auch vollkommen bei diesen Arbeiten,

allerdings begünstigt durch die Beschaffenheit des Aushubmaterials; z. B. wurden in 24 Stunden effectiver Arbeitszeit bei dem erwähnten Brunnen des ersten Strompfeilers 36 km^3 Aushub, im Auftrage gemessen, gefördert, daher per einer Arbeitsstunde 1.5 km^3 .

Der Arbeitsgang bei den Fundirungen war ein solcher, dass noch im Jahre 1876 die beiden Brunnen des einen Strompfeilers und die vier Brunnen des linken Widerlagers versenkt und ausbetonirt wurden, wobei die erheblichen Schwierigkeiten zu erwähnen sind, welche bei letzterem Fundament dadurch entstanden, dass bei der Versenkung ein alter Uferschutzbau, aus Granitfindlingen bestehend, zu durchdringen war, wobei sogar in den beiden rückwärtigen kleinen Brunnen von 4.0 m Durchmesser, 68 Sprengschüsse in comprimierter Luft nothwendig wurden.

In Folge der unachtsamen Handhabung der Hängeketten bei der Herablassung des einen vorderen Brunnens auf den Flussgrund und einseitiges Aufsitzen desselben, entstand, ehe der Brunnen der Unternehmung zur Versenkung übergeben worden war, ein Riss in dessen Mauerwerk, so dass das Wasser nicht mehr aus der Arbeitskammer verdrängt werden konnte. Die erforderlichen Reparaturen, durch Einziehen von Eisenringen mittelst Tauchern und Verdichtung des Mauerwerkes verursachten eine Arbeitsunterbrechung von 11 Tagen.

Ueber Winter mussten sodann sämtliche Arbeiten wegen des Eisganges auf der Elbe eingestellt werden, wobei Stauungen des Eises und Wassers bis 4.5 m über das gewöhnliche Niveau vorkamen, und konnten überhaupt in Folge des anhaltenden Hochwassers die Fundirungsarbeiten erst am 8. Mai 1877 wieder aufgenommen werden.

Während dieser Zwangspause im Fortschritte des Brückenbaues, wurde über Anregung des geheimen Oberbaurathes Schwedler von dem Abtheilungs-Baumeister Wiesner in Lauenburg ein neues Project für eine veränderte Construction der Fundamentkörper der Strompfeiler ausgearbeitet, indem sich die nachträgliche Verbindung der beiden runden Brunnen als sehr zeitraubend und unzweckmässig herausgestellt hatte, und es wünschbar erschien, den Aufbau des Pfeilers unmittelbar auf einen zusammenhängenden Unterbau aufsetzen zu können.

Das erste Resultat dieser Studien ist auf Blatt 9 in Fig. 13 verdeutlicht, wonach das Fundament eine elliptische, die ganze Pfeilerbasis umschliessende Grundform erhalten sollte, was für die grosse Achse der Ellipse 15.6 m und für die kleine Achse 6.96 m Abmessung ergab.

Für den eisernen Schuh wurde im Wesentlichen die frühere Construction beibehalten, mit welchem wiederum ein dreifacher Bohlenkranz verbunden war, auf den sich das Ziegelmauerwerk aufsetzte, im Innern sich in concentrischen Ellipsen zum Abschluss der Arbeitskammer verjüngend. Der grossen Basis von 85.23 m^2 entsprechend, waren für die Förderung des Aushubes zwei Luftschleussen in Aussicht genommen, wodurch die Herstellung zweier elliptischer Schächte erforderlich wurde, welche die aus der Zeichnung ersichtliche etwas gewagte Verschneidung der Mauerwerksmassen zur Folge hatte.

Beim Anblick dieser complicirten, in der Hauptsache nur aus Ziegelmauerwerk bestehenden Arbeitskammer, wird man den wenig vertrauenerweckenden Eindruck theilen, den dieses Project bei den mit der eventuellen Durchführung desselben betrauten Organen hervorrief, insbesondere unter Berücksichtigung der grossen Abmessungen und des Gewichtes, welches diese durch keine Querverbindung versteifte Masse beim Herablassen auf die Flusssohle repräsentirt hätte. Die Ausführung der Fundamentkörper nach diesem Projecte unterblieb daher auch, aber der Wunsch, dieselben für die verbleibenden Strompfeiler in zusammenhängender Form herzustellen, veranlasste weitere Studien, die zu dem Projecte führten, welches auf Blatt 9, Fig. 15, 17, 18, dargestellt ist.

Die Grundrissform zeigt hier zwei sich schneidende Ellipsen, welche zusammen die Pfeilerbasis umschliessen, deren kleine Achse 6.948^m , die grosse Achse 12.10^m , dagegen die Länge zusammen 16.10^m beträgt, eine Grundfläche von 94.3^m ergebend. Bei dem Schnittpuncte der Ellipsen sind die Mauerkörper durch eine Quermauer gespannt und in zwei Theile getheilt, zwischen welchen jedoch durch eine Oeffnung in derselben eine Verbindung hergestellt ist.

Der eiserne Schuh am Umfange der Ellipsen ist in früherer Weise construirt, dagegen ragt die eiserne Schneide der Verbindungsmauer nicht auf die Tiefe des Schuhs, um ein vorzeitiges Aufsitzen derselben zu vermeiden, und ist leichter construirt.

Die drei Bohlenkränze sind in gewohnter Weise angebracht, und auf denselben erhebt sich das Ziegelmauerwerk, im Innern concentrisch mit der elliptischen Form des Umfanges sich verjüngend und die Arbeitskammer bildend, welche durch die erwähnte Quermauer in zwei Theile getheilt ist. Jeder dieser Theile schliesst mit einem ovalen Schachte ab, in welchem mit einer vermauerten Platte ein eisernes Ansatzrohr eingesetzt ist, zum Zwecke der Verbindung mit den pneumatischen Förderapparaten in bereits geschilderter Weise.

Dieses Project gelangte schliesslich für die Ausführung der Fundamentkörper von zwei Strompfeilern zur Annahme, und wurde wegen der schwierigeren Arbeitsdisposition und grösseren Anzahl der erforderlichen Apparate der Preis der pneumatischen Förderung des Aushubs bei denselben, unter sonst gleichen Bedingungen, um 10 Percent, daher auf $18.72 \text{ R. M.} = 10.72 \text{ fl. ö. W. per } 1^{kbm}$ erhöht.

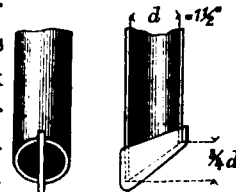
Mit Anfang der Bau-Campagne 1877 wurde die Fundirung des Drehpfeilers und des zweiten Strompfeilers, dieser noch nach dem ursprünglichen Projecte mit zwei Kammern von 8.0^m Durchmesser, in Angriff genommen, worauf die Fundirung der zwei Strompfeiler nach dem modificirten Projecte und jener Pfeiler folgte, welche auf dem Fluthgebiete liegen.

Die Versenkung der Fundamentkörper nach dem neuen Projecte für die Strompfeiler ging ohne erhebliche Störungen von Statten, und zeigte sich auch hiebei die verhältnissmässig ganz befriedigende Dichtheit dieser gemauerten Arbeitskammern, indem bei deren Grundfläche von 94.3^m und z. B. einer Wassersäule von 11.68^m Höhe das

vor erwähnte Gebläse mit 48 Umdrehungen per Minute vollkommen genügte um die erforderliche comprimirt Luft zum Betriebe zu liefern. Die eigentliche Dauer der Versenkung betrug bei diesen Strompfeiler-Fundamenten, 20 Tage für den Pfeiler IV bei 10.49^m Eindringen in den Boden (13.19^m unter Mittelwasser) und 22 Tage für den Pfeiler V mit 11.25^m Eindringen in den Boden (13.24^m unter Mittelwasser), wobei die verschiedenen Unterbrechungen im Betriebe nicht abgezogen sind.

Ich möchte mir nun erlauben noch mit einigen Worten die Versuche mitzutheilen, die wegen der günstigen Beschaffenheit des Terrains mit einem Sandgebläse zur Förderung des Aushubs aus der Arbeitskammer gemacht wurden.

Das hiebei angewendete Sandgebläse, wie sich dasselbe nach mannigfachen Vorversuchen als für diesen Fall am geeignetsten herausgestellt hatte, besteht einfach aus einem in das Mauerwerk des Fundamentkörpers eingesetzten Gasrohres von $1\frac{1}{2}''$ englisch = 38.1^mm lichtem Durchmesser, dessen oberes, über das im Bau begriffene Fundament hervorragendes Ende abgekrümmt ist, damit das aus der stumpf gelassenen, mit einem Hahne abschliessbaren Mündung strömende Aushubmaterial in ein bereit stehendes Transportgefäss geleitet wird. Das untere Ende des Gasrohres, welches in die Arbeitskammer reicht, ist ebenfalls mittelst eines Hahnes abschliessbar und besitzt ein Mundstück nebenstehender Construction, die sich für das vorkommende Material nach verschiedenen Versuchen als am zweckmässigsten erwiesen hat.



Der Durchmesser dieses, am unteren Ende schief abgeschnittenen, Mundstückes beträgt ebenfalls 38.1^mm , und ist dasselbe durch eine gebogene Stahlschneide in zwei Theile getheilt, wodurch das Eindringen von grösserem Geschiebe, Holzstücken und Thonklumpen verhindert wird.

Da die Mittheilung des Förderresultates, das mit diesem Sandgebläse erzielt wurde, bei welchem einfach nach Oeffnen der beiden Hähne durch Ausblasen der comprimirt Luft das Material mit fortgerissen wird, von Interesse sein dürfte, so greife ich z. B. die gemachten Betriebsbeobachtungen bei dem Fundament des Strompfeilers IV, mit der doppel-elliptischen Grundform der Arbeitskammer, von 94.3^m Basis, heraus.

Das Aushubmaterial bestand theilweise aus reinem Sand, theils mit Kies oder Thon und Holzresten vermischt, so dass die Förderung mit dem Gebläse nur dann eingeleitet werden konnte, wenn der Kies nicht zu grob oder die Beimengung des Thones und der Holzreste nicht zu bedeutend wurde.

Insgesamt wurden bei diesem Fundament 403.1^{kbm} Aushub mit dem Sandgebläse in zusammen 259 Arbeitsstunden gefördert, daher im Durchschnitt per eine Arbeitsstunde = 1.556^{kbm} Aushub, so dass bei dem Durchmesser des Mundstückes von 3.81^cm , was einer Fläche von 11^cm entspricht, per 1^cm Nettoquerschnitt desselben und Stunde im Durchschnitt 0.141^{kbm} Material gefördert wurde. Hiebei betrug im Mittel die verticale Länge des Blasrohres 11.45^m ,

die Länge der horizontalen Stücke 1·80^m und die Länge in den Krümmungen 1·20^m, daher im Mittel die Gesamtröhrlänge 14·45^m.

Bezüglich des Consums an comprimierter Luft ertheilt die Angabe Aufschluss, dass z. B. während des 36stündigen Betriebes des Sandgebläses vom 25. Juli 1877, 9 Uhr Vormittags, bis 26. Juli 9 Uhr Abends, bei einem Manometerstand von 1·2 Atmosphären, das bereits mehrfach erwähnte Dampfgebläse, wenn das Sandgebläse nicht im Gange war, 48 Umdrehungen, und bei Betrieb desselben dagegen 60 Umdrehungen per Minute machte, im Durchschnitt stellte sich als Beobachtungsergebnis heraus, dass bei 0·78 Atmosphären Manometerstand, bei Nichtbetrieb des Sandgebläses, die Luftpumpe 39 Umdrehungen machte, und dass bei Betrieb des Sandgebläses sich die Tourenzahl auf 49 per Minute erhöhte.

Schliesslich sei mir noch gestattet zu erwähnen, dass am 16. August 1877 das letzte Fundament beendet wurde, so dass die Fundirung dieser neun Pfeiler der doppelgleisigen Eisenbahnbrücke, mit 17 Fundamentkörpern, von in Summa 743·4^m Grundfläche und bei einem pneumatischen Totalaushube von 8881^{km}, die Zeit vom 11. September 1876 bis 16. August 1877 in Anspruch genommen hat. Wird die Dauer der Unterbrechungen vom 29. December 1876 bis 8. Mai 1877 in Abzug gebracht, so verbleiben nur sieben Arbeitsmonate für die Durchführung der gesamten Fundirungsarbeiten.

Für diese beschleunigte Leistung und die anstandslose Abwicklung des ganzen Baugeschäftes wurde der österreichischen Unternehmung die ihr zur grossen Ehre gereichende Anerkennung seitens der vorgesetzten deutschen Behörden ausgesprochen.

Es mag aber auch hier beigelegt werden, dass mit sehr nachahmenswerther Raschheit die Erledigung der Abrechnung erfolgte, und dass schon am 28. September 1877, also nur 42 Tage nach der Arbeitsvollendung, die Rest-

zahlung und Rückgabe der hinterlegten Caution seitens der königl. Eisenbahn-Direction in Hannover angeordnet wurde.

Indem ich hiemit meine Mittheilungen über den Lauenburger Elbe-Brückenbau schliesse und in meinen Auseinandersetzungen das Bestreben gekennzeichnet habe, den gemauerten Arbeitskammern auch bei pneumatischer Fundirung die genaue Querschnittsform der Pfeiler zu geben, sei sie rechteckig oder wie bei Flusspfeilern gewöhnlich an beiden Enden abgerundet, was wohl auch noch erreicht werden wird, lasse ich, ohne in eine Kritik der Vortheile und Mängel der einzelnen Bauausführungen einzugehen, eine Zusammenstellung der Eisengewichte folgen, welche bei der Construction der Caissons (ohne aufgehende Blechhülle) oder der gemauerten Arbeitskammern nachstehender Objecte erforderlich oder präliminirt waren:

Bau-jahr	Name des Ingenieurs	Bezeichnung des Objectes	Grundfläche des Pfeilers	Total-Eisengewicht	Eisengewicht per 1 ^m Pfeilerfläche
			□ Meter	Kilogramm	
1850	Pfannmüller (Project)	Rheinbrücke in Mainz	302·61	15.000	49·60
1853	Brunel-Brereeton	Salzathbrücke (England)	100·00	170.000	1700·00
1859	Fleur-St. Denis	Rheinbrücke Kehl	162·40	145.000	890·00
1866/68	Stein-Pichier	Düsseldorfer Rheinbrücke (Stettiner Brücke)	52·17	20.750	397·00
1869/77	Klein-Schmoll-Gaertner	Moderne Fundirungen, z. B. Uferpfeiler der Reichsbrücke in Wien	223·60	94.809	424·00
1877	Klein-Schmoll-Gaertner	Salzathbrücke in Salzburg	61·68	17.750	287·20
1877	Schwedler-Grütten-Wiesner	Elbebrücke in Lauenburg (Strompfeiler)	50·26	4.162	83·00

Hieran schliesse ich eine Uebersicht der Fundirungskosten sämtlicher Objecte, bei denen bisher in Oesterreich-Ungarn das pneumatische Verfahren zur Anwendung gelangte.

Diese Kosten sind auf den Kubikmeter des Fundamentkörpers unter Nullwasser reducirt und enthalten alle hierauf entfallenden Beträge.

Post Nr.	Zeitpunkt der Ausführung	Objects-Bezeichnung	Ausführende Bau-Unternehmung	Anzahl der fundirten Objecte	Fundirungstiefen unter Nullwasser	Kubatur der Fundamente unter Nullwasser	Durchschnittspreis pr. 1 ^{km}	Bemerkungen
					Meter	Kubikmeter	fl. ö. W. BV.	
1	1857/58	Theissbrücke, Szegedin 7 Pfeiler aus je 2 Gussröhren von 3·0 ^m Diameter gebildet. (Gesamt-Fundirungskosten nicht erhältlich.)	Gouin & Cie.	7	4·40—13·50	910·61	29·26	Bezieht sich nur auf die Kosten der pneumatischen Senkung, ohne Maschinenbeistellung und Materialien.
2	1868/70	Donaubrücke, Stadlau	Castor & Cie.	16	8·00—14·02	8943·17	71·01	Allgemeiner Durchschnitt. 1/2 Silber, 1/2 Papier. Agio 170/0.
3	1869/70	Theissbrücke, Algyő	" " "	2	15·30—17·20	1825·92	98·00	Zwei Widerlager. Isolierte Situation.
4	1869/71	Donaubrücke, Linz	" " "	6	11·00	5349·08	71·80	Ohne Eingangszoll für Eisen.
5	1869/71	Donaubrücke, Mauthausen	Klein, Schmoll & Gaertner	8	5·12—13·34	4413·01	92·05	Felsiger Untergrund.
6	1869/71	Donaubrücke, Steyeregg	" " " "	7	9·75—14·12	4748·20	76·62	Gewöhnlicher Untergrund.
7	1870/72	Donaubrücke, Nussdorf	" " " "	19	6·50—15·49	9714·83	68·74	Allgemeiner Durchschnitt.
8	1871/72	Rheinbrücke, Buchs	" " " "	4	8·24—12·66	1240·82	75·46	" "
9	1871/73	Donaubrücke, Nordbahn (Wien)	" " " "	5	14·16—16·74	6336·44	78·53	" "
10	1872	Rheinbrücke, St. Margarethen	" " " "	5	7·22—12·98	1466·78	76·73	" "
11	1872/75	Donaubrücke, Pest (Margarethen)	Gouin & Cie.	7	8·06—9·96	14688·51	100·83	Approximative Ermittlung.
12	1872/73	Donaucanal Nussdorf (Sperrschiff)	Castor & Cie.	2	9·48	1099·01	87·24	Zwei Widerlager.
13	1872/75	Donaubrücke, Pest, Verbindungsbahn (ohne Hackelsteinverkleidung im Fundament)	Cail & Filleul	5	8·00—10·09	6019·00	47·50	Notorisch hat diese Unternehmung erhebliche Verluste erlitten.
							54·13 62·00 65·00	Offert Klein, Schmoll & Gaertner. " Cie. de Fives-Lille. " Castor & Cie.

Post Nr.	Zeitpunkt der Ausführung	Objects-Bezeichnung	Ausführende Bau-Unternehmung	Anzahl der fundierten Objecte	Fundirtiefen unter Nullwasser	Kubatur der Fundamente unter Nullwasser	Durchschnittspreis pr. 1 km	Bemerkungen
					Meter	Kubikmeter	fl. ö. W. B.	
14	1872/75	Donaubrücke, Tulln	Cie. de Fives-Lille	6	10·00—12·70	8148·56	66·90	Allgemeiner Durchschnitt.
15	1872/75	Donaubrücke, Franz Josef, Wien	Castor & Cie.	5	10·06—14·00	3890·91	68·91	" "
16	1872/76	Donaubrücke, Kronprinz Rudolf, Wien	Klein, Schmoll & Gaertner	5	8·99—16·43	9246·94	53·45	Fundirungen Juli 1873 beendet.
17	1872/73	Elbebrücke, Aussig	" " " "	2	5·57— 9·09	661·99	91·97	Felsiger Untergrund.
18	1873/74	Elbebrücke, Tetschen	" " " "	3	7·29—12·74	3565·62	59·47	Gewöhnlicher Untergrund.
19	1873	Donaubrücke, Pressburg (Der Bau wurde nach der Krisis definitiv eingestellt.)	" " " "	5	13·00	3804·05	86·16	Allgemeiner Durchschnitt.
20	1875/77	Salzachbrücke, Aera, Salzburg	" " " "	4	8·00— 9·90	1724·07	81·97	Durchschnitt für Eisenbahnbrücke allein.
21	1876/78	Moldaubrücke, Stadt Prag	" " " "	6	6·83— 9·18	5161·14	60·57	Durchschnitt für Eisenbahn- und Strassenbrücke.
22	1878	Salzachbrücke, Salzburger Actiensteg	" " " "	2	14·75—16·00	134·59	153·23	Allgemeiner Durchschnitt.
								Zwei Strompfeller-Fundamente, gebildet je aus einem schmiedeeisernen, ausgemauerten Cylinder von 2·40 ^m Durchmesser.

Am Schlusse meiner Abhandlung angelangt, spreche ich meine Ansicht dahin aus, dass das pneumatische Verfahren bei den Brückenfundirungen in der Neuzeit bereits so vervollkommenet und in den Ausführungskosten herabgedrückt ist, wie dies voraussichtlich überhaupt möglich, und dass nur mehr unwesentliche Neuerungen bei demselben in der Zukunft zu gewärtigen sein werden. Gleichzeitig möchte ich bei dieser Gelegenheit der häufig ausgesprochenen Ansicht entgegenreten, dass nämlich diese Fundierungsmethode im Vergleich zu anderen einen bedeutend höheren Kostenaufwand erfordere. Es ist diese Anschauung insoferne irrig, als die pneumatische Gründung sich immer dort als am

vortheilhaftesten herausstellt, wo überhaupt die Umstände zur Anwendung dieses Verfahrens Veranlassung geben. Zudem besitzt diese Methode den häufig unschätzbaren Vorthail, nahezu unabhängig von den Wasserständen zu sein, und gestattet die Vollendung der Fundirungsarbeiten im Vorhinein mit Sicherheit zu bestimmen.

Schliesslich ist auch nicht zu vergessen, dass dieses Verfahren in manchen Fällen die Ausführung von Bauwerken ermöglicht hat, die sonst und in früheren Zeiten nur mit Aufbietung der grossartigsten Mittel und Kosten — wenn überhaupt — hätten unternommen werden können.

Von Schneelawinen.

Vortrag, gehalten am 18. Jänner 1879 von **M. Morawitz**, k. k. Regierungsrath, General-Director der Kronprinz Rudolf-Bahn.

(Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 10, 11 und 12.)

Mit diesen Worten kennzeichnet der unsterbliche Dichteros in seinem Meisterliede das Verhalten der Elemente gegen die Werke der Menschen.

Der Zeit entsprechend, in welcher Schiller dies schrieb — es war um das Jahr 1798 — schilderte er das „Feuer“ als das den Menschenwerken — jenen des Architekten sonach — so gefährliche Element.

Heutzutage, bei den überdies so bedeutend gemilderten Schrecken und Folgen durch Feuersgefahr, sind es mehr die Werke des Ingenieurs, welche den Hass der Elemente, und diesen in weitaus gewaltigerer Weise, zu empfinden haben. Das Wasser ist es, welches hier als feindliches Element auftritt.

Doch wie auch diese beiden Elemente anders geartet sind, beiden gilt das an jener Stelle mit erschreckender Wahrheit sprechende Dichterwort:

„Doch furchtbar wird die Himmelskraft,
„Wenn sie der Fessel sich entrafft,
„Einhertritt auf der eig'nen Spur
„Die freie Tochter der Natur.“

Welcher Ingenieur kennt nicht die furchtbare Kraft des Wassers in seiner unter der Erdoberfläche wühlenden, gefährlichen und zer-

„Denn die Elemente hassend,
Das Gebild der Menschenhand.“

störenden Weise sowohl, wie bei gebetteten Wässern in den Folgen des Durchbruches ihrer natürlichen oder künstlichen Eindämmungen!

Sind ja auch noch die jüngst erfolgten verheerenden Wirkungen dieses entfesselten Elementes auf die im Baue begriffenen Strassen und Eisenbahnen in Bosnien — auf die im Betriebe befindlichen südlichen Bahnen unserer Monarchie und des Nachbarlandes Italien, in allseitiger frischester Erinnerung.

Fällt das Wasser, oder besser gesagt, kommen die atmosphärischen Niederschläge, in gefrorenem Zustande, als flache Sterne bildende Eiskrystalle, als Schnee, zur Erde und tritt dieses Naturereigniss massenhaft und gar mit Winden, Stürmen oder Orkanen auf, dann äussern sich die Folgen zwar weitaus weniger gefährlich und zerstörend, aber immerhin nachtheilig genug auf das moderne Verkehrsleben. Auch in dieser Richtung hat die jüngste Vergangenheit, und zwar in unserem Wien selbst, ein deutlich Merks uns geboten.

Wenn aber solche Schneemassen von Bergen herabrollen oder stürzen, dann tritt das Wasser in dieser Form — wenn auch glücklicherweise nur weit seltener und da auch nur localisirt — wieder gefährlich und zerstörend auf, und überwältigt von den

oft colossalen Dimensionen und verheerenden örtlichen Wirkungen derartiger Schneestürze — Lawinen — denkt der Beschauer oder gar Betroffene an das weitere Wort Schiller's an jener eingangs erwähnten Stelle:

„Wehe, wenn sie losgelassen,
„Wachsend ohne Widerstand.“

Von solchen Lawinen will ich heute erzählen.

Am 23. October 1877 wurde die Salzkammergutbahn eröffnet.

Schon in ihrem ersten Betriebsjahre musste diese Bahn, welche von den Kinderkrankheiten junger Bahnen glücklicher Weise verschont blieb, den Hass der Elemente in anderer Weise, und zwar durch die Wucht des Winters in einer, selbst für die ältesten Bewohner dieser Alpengegend ungeahnten Grösse und folgenreichen Wirkung kennen lernen.

Nicht Schneeüberwehungen — Lawinen, in Zahl und Mächtigkeit bedeutend — waren es, welche die erst wenige Monate im Betriebe stehende Bahn heimsuchten.

Noch in den letzten Tagen des Monats Juli 1878 staunten die Reisenden, welche die Eisenbahn in der wildromantischen Strecke Aussee-Obertraun befuhren, über die schon schmutzig grau gewordenen, aber noch immer grossen Reste mehrerer Lawinen, die je an ihrem Fusse von der Traun gespült, trotz der vorgerückten Jahreszeit krystallblaues, dicht comprimirtes Eis zeigten; und noch überraschender wirkte wenige Wochen vorher das Durchfahren eines circa 11^m hohen Eiseinschnittes, welcher in eine vom jenseitigen Traun-Ufer weit über die Bahn gestürzte Lawine gegraben werden musste.

Und der Reisende, der im Zuge seiner weiteren Tour über die Salzkammergutbahn, die hohe Sonnsteinwand an dem Ufer des prächtigen Traunsee's passirte, ahnte im Anblick der sonnigen Natur gewiss nicht im Entferntesten, wie ganz anders, und weit weniger Herz und Auge belebend hier die Scenerie geartet war, die wenige Monate vorher, durch die vor dem Tunnelleingange herabgestürzten Colossal-Lawinen, sich dem Beschauer darbot.

Kaum war die nächstgelegene Aufgabe, die an mehreren Punkten und wiederholt durch die Lawinen überschüttete und durch deren Folgen an einzelnen Stellen beschädigte Bahn für den Verkehr frei zu machen, gelöst, so trat die weitere Aufgabe heran, Vorkehrungen zu ersinnen und auszuführen, um — soweit ein Ankämpfen gegen solche Elementar-Ereignisse überhaupt möglich ist — die Bahn vor den Lawinen, betreffend ihren Folgen, dauernd zu schützen.

Denn wenn auch nach den Aussagen glaubwürdiger Gedenkmänner sowohl, als nach den Chroniken der Nachbargemeinden, und bestätigt durch das Alter des dortigen Waldbestandes, ein Auftreten der Lawinen in der eben erlebten Ausdehnung seit 60 bis 80 Jahren nicht zu verzeichnen war — unvorbereitet sollte das Element die Bahn nicht mehr finden und was die Wissenschaft lehrt, sollte aufgeboten werden, um durch ihre, durch die Erfahrung unterstützte Kraft, der elementaren Gewalt künftig gefasst in's Auge schauen zu können.

Die Bildung der Lawinen ist eine verschiedenartige, und jener entsprechend auch die Benennung dieser selbst.

Staub-, Wind- oder kalte Lawinen entstehen, wenn frischer, lockerer, tiefer Schnee von den Abhängen herabstürzt und im Falle zerstiëbt; Rutschlawinen treten ein, wenn der Schnee bei Thauwetter sich nicht plötzlich losreisst, sondern

langsam herabrutscht, bis er durch irgend ein Hinderniss aufgehalten wird; Schnee-, Berg-, Schloss-, Schlag-, Schrund- oder Grund-Lawinen werden gebildet, wenn der Schnee, insbesondere bei eintretendem Thauwetter, durch seine eigene Schwere plötzlich herabrutscht oder stürzt und, im Fallen sich vergrössernd, selbst den Untergrund mit seinen Bäumen und Felsen fortschiebt oder mit sich fortreisst; Eis- oder Gletscher-Lawinen endlich, bilden sich aus Gletscherstücken, die sich bei intensiverer Sommerwärme von den grossen Eismassen ablösen.

Ist die, eben im Allgemeinen geschilderte, nach der Configuration des Terrains aber im Detail verschiedene, Entstehung und Bildung der Lawinen genau erkannt — zu welchem Behufe mitunter Auspflockungen während der Winterperiode (ihrer Gefährlichkeit wegen, durch kundige und tüchtige Bergsteiger), stets aber genaue Terrainstudien zur schneefreien Jahreszeit vorzunehmen sind — so ergibt sich die Art des Abbaues der betreffenden Lawine, vorausgesetzt, dass ein solcher überhaupt durchführbar ist, nahezu von selbst.

In jenen Fällen aber, wo die Gestaltung des Terrains an der Stelle des Lawinenganges, oder sonstige Umstände, die Ausführung von Vorkehrungen zur Verhinderung der Lawinenbildung unmöglich machen, ist die Herstellung von Bauten geboten, um die Lawinen, und wenn auch dies nicht thunlich, wenigstens deren Wirkungen von dem benachbarten Bahnkörper hintanzuhalten oder selbst nur auf das Möglichste abzuschwächen. Eine vermehrte Bahnaufsicht zur Zeit der gefährlichen Lawinengänge, welche sich durch den Einbruch des Föhnwindes und dem damit zusammenhängenden Eintritte des Thauwetters anmeldet, bildet schliesslich das naheliegendste Mittel, um die verkehrenden Züge vor jeder Gefahr zu schützen.

Dieser kurzen allgemeinen Bemerkung — gewissermassen das Programm für den seinerzeit gewählten Arbeitsvorgang — folgen nunmehr die Details der Entstehung der bedeutenderen Lawinen, die im Winter 1877—1878 in so seltener, grossartiger Weise an der Salzkammergutbahn auftraten, sowie die Beschreibung der beabsichtigten und ausgeführten Bauten und Schutzmittel.

Zunächst soll einer Lawine Erwähnung geschehen, welche, wenn auch nur indirect, und dies selbst nur in äusserst geringer, kaum zu beachtender Weise die Bahn influirend, doch eine grossartige Erscheinung bildete und hinsichtlich des Ortes, wie des Zeitpunctes ihres Niederganges, gewissermassen als Warnungszeichen für die Bahn diente. Von der Station Steinach-Irdning der Salzburg-Tiroler (Gisela-) Bahn ausmündend, erklimmt die Salzkammergutbahn mit einer Steigung von 25 pro mille die linke Lehne des anfänglich noch weiten Grimmingthales. Das rechte Ufer des Grimmingbaches wird von dem mächtigen, weit in das Land schauenden, 1691^m hohen Bergriesen, dem „Grimming“ gebildet, an dessen Fuss sich die nach Aussee führende Reichsstrasse hinzieht.

Von diesem an der Strassenseite fast ganz kahlen und von nahezu senkrechten Wänden gebildeten Berge mit vorliegenden Schutthalden ging am 10. Februar 1877, also noch während des Baues der Bahn, in einer Höhe von 130^m oberhalb der Thalsole und von 90^m oberhalb des Niveau's der an der jenseitigen Lehne geführten Bahn, eine Windlawine nieder, welche an sich zwar nicht sehr bedeutend, doch einen solchen Luftdruck erzeugte,

dass auf die Breite des Thales von 800^m in der Höhe der Bahn gemessen, die sämtlichen, dem Windstrich ausgesetzten Waldbäume und selbst noch einige jenseits der Bahn, lediglich durch diesen Luftdruck geknickt und mitunter selbst entwurzelt wurden.

An derselben linken Grimmingthallehne, 7·5^{km} hinter der vorerwähnten Ausgangsstation, zieht sich von dem linken Ufer des Grimmingbaches aufwärts bis zum Rande des oberhalb befindlichen Plateau's eine Waldblosse, welche das Terrain der an dieser Stelle auftretenden Schneeeabstürze bildet.

Ein solcher an sich nicht bedeutender, jedoch charakterisirender Schneeeabsturz fand auch schon während des Bahnbaues, und zwar am 17. Februar 1876 statt, und erlangte die Fläche des an der Thallehne liegen gebliebenen Schnee's eine Ausdehnung von 65^m Länge und 17^m Breite, während die Höhe desselben in der Bahnachse 0·8^m und an der Lawinenspitze 1^m betrug.

Zur Abhaltung dieser Schneestürze von der Bahn wurde an der Lehne ein zweifaches Schutzwerk aus Holz erbaut, welches jedoch durch die im Winter 1877—78 abstürzenden grossen Schneemassen zerstört wurde. Weil jedoch die mittlerweile gewonnenen Erfahrungen und gepflogenen Erhebungen lehrten, dass die Ursache dieses Schneesturzes in dem Umstande gipfelte, dass die am Plateau liegenden Schneemassen, durch die hier häufig und sehr heftig auftretenden Winde, am Rande desselben zu einer compacten, fest gefrorenen, immer mehr überhängenden Decke, Schneeschild, Schneebrett oder Gähwinde genannt, angeweht werden, welche, in Folge des plötzlich eingetretenen Thauwetters ihren festen Zusammenhang mit der am Terrain aufliegenden Masse verlierend, der Waldblosse entlang herabstürzten — wurde nicht mehr an der Lehne, sondern auf dem Hochplateau selbst, in entsprechender Entfernung vom Böschungsrande, eine Schneehürde aufgestellt, um auf diese Weise die Anlehnung des Schnee's auf den Böschungsrand, d. i. die Bildung solcher Schneebretter oder überhängenden Schnee's zu verhüten, wodurch dann auch ein Abstürzen des Schnee's nicht erfolgt.

Die ersten grösseren Störungen erfuhr die Bahn 2^{km} vor der Station Aussee durch zwei Lawinen, welche am 16. Jänner 1878 um 7 Uhr und 9 Uhr Morgens von dem 1396^m hohen, bewaldeten Radlingberge, an dessen Fuss die Bahn einen Abschnitt bildet, abstürzten und die Bahn, sowie die 5^m unterhalb liegende Poststrasse überschütteten. In der Bahnachse gemessen, betrugen die Längen dieser zwei Lawinen 50^m, beziehungsweise 26^m, ihre Höhen 5^m, beziehungsweise 6^m, ihr Inhalt zusammen 1100^{kbm}, und beanspruchte die Freimachung der Bahngeleise in der Breite des Durchfahrtsprofils drei Tage, da die Lawinen entwurzelte Bäume, Felsstücke und aufgestapeltes Brennholz mitgerissen hatten, welche unter dem Schnee vergraben, förmliche Verhaue am Bahnkörper bildeten.

Wie die späteren Erhebungen zeigten, gingen diese Lawinen in berasten, ungefähr 1 : 1½ abgeflachten Erdgefährten nieder, welche zur Bringung des Holzes angelegt sind.

Nach den Aussagen des Forstpersonales und der zur Holzgewinnung in diesen ärarischen Wäldern berechtigten Parteien, kamen alljährlich an diesen Stellen wohl Schneeeabstürze vor, ohne jedoch je das Bahngebiet erreicht zu haben. Die Hauptursache, dass die abstürzenden Schneemassen auf der Bahn in ganz ungewöhnlicher Weise sich stauten, konnte nur darin gefun-

den werden, dass in den untersten Theilen der Erdgefährte Scheitholz aufgeschichtet war, welche Holzstösse von den Schneemassen umgeworfen und sammt dem im unteren Theile des Gefährtes lagernden Schnee in Bewegung gesetzt wurden, wodurch eine Verklausung der in den Bahnkörper gebauten Holzbringungs-Objecte stattfand und sonach die Fahrbahn von dem nachschiebenden Schnee überschüttet werden musste.

Zur Hintanhaltung dieser Schneestürze werden in diesen Erdgefährten, welche direct auf die Bahnobjecte münden, bei den oberen Anbruchstellen der Schneeeabstürze hölzerne Traversen in der Art eingebaut, dass durch Ausheben der Querriegel bei jenen Traversen, die direct in den Erdgefährten angebracht sind, diese für die Holzbringung nach Erforderniss frei gemacht und nach vollständiger, rechtzeitiger Räumung wieder geschlossen werden können.

Nächst der Vereinigung der vom Oeden-See fliessenden Kainischtraun — an deren rechtem Ufer die Bahn, an dem eben erwähnten Radlingberge vorüber, bis zu der vor den ärarischen Salinenwerken gelegenen, 25^m weiten und 9^m hohen Traunüberbrückung geführt ist — mit der aus dem Markte und Curorte Aussee kommenden Traun, welche wieder aus den Abflüssen des Grundl-See's und des Altaussee'r Sees gebildet wird, liegt die Bahnstation Aussee. Von hier wird die Bahn durch das Koppenthal geführt, einer vor dem Bahnbaue nur von Jägern und Holzknechten passirten wildromantischen, engen Schlucht, durch welche die Traun mit grossem Gefälle schäumend fliesst.

Das rechte Ufer wird von dem 1973^m hohen Saarstein, das linke Ufer von dem 1811^m hohen Koppen gebildet. An der, der Traun zugekehrten Lehne des Koppengerges führt eine Forststrasse von Aussee nach dem südlichen Ufer des Hallstätter See's bis zu dem Dorfe und der gleichnamigen Bahnstation Obertraun. Diese Strasse, welche nächst der Station Aussee noch nahezu im Bahnniveau gelegen ist, erreicht eine Höhenlage von circa 150^m über die Bahn, welche in dem Maximalgefälle von 25 pro mille durch das Koppenthal geführt wird.

Schon während den ersten Studien über die Träce dieser Bahnstrecke war den Lawinen des Koppenthal's ernste Aufmerksamkeit gewidmet, und wurden dieselben alljährlich bis zu dem Beginne des Bahnbaues und während desselben nach ihren in den betreffenden Zeitperioden wahrgenommenen Abgängen verzeichnet.

Auf Grund der so gewonnenen Daten und der diesbezüglichen Mittheilungen des in dieser Gegend mit der Aufsicht der Forste, der Bringung und Triftung des Holzes betrauten Personales konnte glücklicherweise mit der Bahnträce den directen Lawinenstürzen ausgewichen werden, indem die Träce längs der Saarsteinlawinen an der Koppenlehne, längs der Koppenlawinen an der Saarsteinlehne geführt wird.

Nichtsdestoweniger übten die von den bahnseitigen Lehnen abgegangenen Lawinen ihre Wirkungen, mehr oder minder gewaltig, auf den Bahnkörper aus.

Bei Uebergang jener kleinen Lawinen, welche schon oberhalb des Bahnniveau's, diesseits oder jenseits der Traun, ihre Kraft gebrochen fanden und ungefährlich liegen blieben; sowie jener, welche bis unterhalb des Bahnniveau's gelangten, jedoch, ohne den Bahnkörper irgend zu alteriren, bloss eine Stauung der Traun verursachten und durch den gestauten Fluss wieder in

kurzer Zeit durchgerissen wurden, ist zuerst der Hasslinglawine zu erwähnen.

Der Hasslingerriss ist ein vom Hochplateau der Koppenlehne abwärts steigender, seichter, nur an seinem unteren Ende etwas weiterer Wassergraben, dessen Sohle ein continuirliches Gefälle von 1 : 3 hat.

Die in der zweiten Hälfte des Februars im Jahre 1876 hier niedergegangene Lawine überschritt die vorerwähnte Koppenstrasse in einer Breite von 20^m und einer Höhe von 2^m und schob ihre Schneemassen noch 90^m unterhalb der Strasse vor, ohne jedoch das in der Lawinenrichtung nach einwärts gebogene Knie des Traunflusses zu erreichen.

Am 13. Februar des folgenden Jahres trat während der Nacht die Lawine mit stärkeren Massen auf und erstreckte sich, die Koppenstrasse und Traun in einer Breite von 35^m und 40^m überschreitend, bis an den Fuss des daselbst bereits hergestellten Bahndammes.

Durch die, während einer Viertelstunde andauernde Wasserstauung, welche eine Höhe von mehr als 4·2^m über der Flusssohle erreichte, wurde eine Ueberschwemmung des rechtsseitigen kleinen Ufer-Plateau's, auf welchem sich ein schon durch die Lawine verschütteter Wächterhausbrunnen befand, hervorgerufen.

Mittlerweile hatte das Wasser eine Abflussöffnung durch die Lawine durchgebrochen und stürzte sich als grosse Welle, die seitlich lagernden Schneemassen mit sich reissend, thalabwärts in ihr fast trocken gelegtes Bett.

Ein Luftdruck war bei Niedergang der, geknickte und entwurzelte Bäumchen mitführenden Lawine nicht bemerkbar, nachdem die in einer kleinen, circa 10^m vom Brunnen entfernten Bretterhütte schlafenden Eisenbahnarbeiter nicht durch die Lawine selbst, sondern erst durch das in der Höhe eines Meters eindringende Wasser aus derselben vertrieben wurden.

Im darauf folgenden Winter 1878, also im ersten des Betriebes, erschien diese Lawine abermals, und zwar um Mitternacht vom 17. auf den 18. Jänner, in gleicher Weise wie im Vorjahre.

Das gestaute, zwischen der Lawinenspitze und der Dammböschung durchbrechende Wasser überfluthete wieder das Vorland am rechten Ufer, riss dasselbe auf und legte das Mauerwerk des vorerwähnten Wächterhausbrunnens bloss.

Gleichzeitig wurde hierdurch die Bahnstützmauer sammt dem vorlagernden Steinwurfe in einer Länge von 10^m abgerissen und der Erdkörper des Unterbaues an zwei Stellen, in der Länge von 5^m und 10^m, derart angegriffen, dass sich derselbe im Verhältnisse von 1 : 1 abböschte.

Trotz der Zerstörungen an der Stützmauer konnte der Bahnverkehr, da das Oberbaubett vollständig intact blieb, aufrecht erhalten werden.

Gegen Mittag des nächsten Tages wurde die Traun mittelst Steinen und Raubbäumen, welche in den durch das gestaute Wasser geschaffenen Einriss eingebracht wurden, wieder in ihr altes Bett zurückgedrängt und die Lawine hierdurch zum Durchbruche gebracht.

Der in seiner Böschung und bei Beginn der Stützmauer angegriffene Bahnkörper wurde an den beschädigten Stellen wieder in der bisherigen Weise vervollständigt und an seinem Fusse mit einem Holzbeschläge in Bermenhöhe versehen.

Die Anbruchstellen dieser Schneeabstürze befinden sich in der Schichte zwischen 700^m und 800^m über dem Meeresspiegel und circa 150^m über der Bahn-Nivellete. Da diese wieder 10^m über der Thalsohle liegt, ausserdem das ganze Abgangsgebiet vollständig mit Gras bewachsen ist und beiderseits schönen Waldbestand zeigt, waren weitere Vorkehrungen, als die Sicherung des Bahndammes und des zwischen demselben und der Traun liegenden Plateau's, auf welchem der mehrerwähnte Wächterhausbrunnen situirt ist — das Wächterhaus selbst ist auf der Höhe des vorhergehenden Bahneinschnittes erbaut — nicht geboten.

Die bedeutendste Lawine des Koppenthalles ist die Schneegrabenlawine.

Der Schneegraben wird durch die Lehnen der fast senkrecht aneinander stossenden Rücken des Vorder- und Nieder-Saarsteins gebildet und steigt bis an den höchsten Punct dieser beiden Gebirgszüge, den „Hoch-Saarstein“, hinan.

Das Lawinengebiet erstreckt sich sonach auf beide Lehnen, welche aus vielen Gräben der Hauptlawine ihre Zuschüsse senden.

In der ersten Hälfte des Februars 1876 erschienen hier zwei getrennte Lawinen, die eine dem Hauptgraben — die andere, einem sich fast an der Thalsohle mit diesem vereinigenden Seitengraben — folgend; beide Lawinen ergossen sich mit ihren Schneemassen in das Traunbett, welches sie auf eine Länge von 120^m vollständig ausfüllten.

Der gestaute Fluss brach sich bald in seinem Bette Bahn, beiderseits 20^m hohe Bruchwände an der Lawinenmasse zurücklassend.

Zum Schutze des noch unvollendet gewesenen, am linken Traun-Ufer, sonach an der, dem Lawinengange entgegengesetzten Koppenlehne, situirten Bahnkörpers, und zwar gegen den directen Schneeübersturz einerseits, sowie gegen einen Wasserdurchbruch andererseits, wurde ein Erdschutzdamm, Flusseits mit einer Steinverkleidung, aufgeführt.

In der Nacht vom 8. zum 9. Februar des Jahres 1877 erschien die Lawine abermals, wie im Vorjahre. Der vorerwähnte Schutzdamm entsprach den gestellten Anforderungen und die Bahnanlage wurde in keiner Weise beschädigt.

Im darauffolgenden Winter 1878, während die Bahn bereits im Betriebe stand, erschien die Lawine, und zwar am 16. Jänner, Morgens 7¹/₄ Uhr, sogleich mit ihrer Hauptmasse, sperrte den Traunfluss ab und überschüttete den vorerwähnten Schutzdamm an der rechten Bahnseite in einer Höhe von 3^m bis 6^m, ohne denselben in irgend einer Weise zu beschädigen.

Nach Verlauf zweier Stunden war das Traunwasser bis zur Höhe der Schutzdammkrone gestaut und stürzte sich nun, unmittelbar vor der Lawinenmasse über den Schutzdamm, seinen Erdkörper an der bahnseitigen Böschung unterwaschend und eine 12^m weite Oeffnung in denselben reissend.

Im Verlaufe des Einströmens des gestauten Wassers durch die in den Schutzdamm gerissene Bresche, sowie seines Ergusses in jenen links der Bahn verbliebenen Theil des wilden Traunbettes, welcher durch die Bahn und den Schutzdamm abgebaut war, wurde der Bahndamm auf eine Länge von circa 30^m — unmittelbar hinter der Einbruchstelle und vor- und rückwärts jenes Punctes, an welchem die Bahn zum zweiten Male das

ehemalige wilde Traunbett mittelst einer doppelten Deckeldohle übersetzt — bis unter das Objectsfundament durchgerissen, ohne jedoch das Object selbst, kleine Abbrüche des Grabenpflasters ungerechnet, irgendwie zu beschädigen.

Das Ueberströmen des Schutzdammes währte noch bis 11 Uhr Nachts des nächsten Tages, zu welcher Zeit sich erst die ganze Wassermasse durch die Lawine durchzuhöhlen begann und, ihr normales Bett wieder einnehmend, das wilde Flussbett trocken legte.

Am 1. März erhielt die Schneemasse geringe Nachschübe, ohne dass hierdurch der Lauf der Traun alterirt wurde.

Am 19. desselben Monates, Abends zwischen 5 und 6 Uhr, ging abermals eine Lawine nieder, überstürzte wieder den Schutzdamm und bedeckte die Bahn circa 100^m breit und 3^m bis 5^m hoch, ohne die Traun wesentlich zu stauen, oder sonst einen ersichtlichen Schaden zu verursachen. Die Telegraphenleitung wurde zwar umgeworfen, konnte jedoch bis 11 Uhr Abends wieder in Stand gesetzt werden.

In der folgenden Nacht, zwischen 2 und 3 Uhr, folgte die Hauptmasse, sich mit enormer Wucht auf den bereits gelagerten Schneemassen, über das Traunbett und die Bahn hinweg, an der gegenüberliegenden Koppenlehne, circa 200^m weit aufwärts schiebend und den in ihrem Bereiche liegenden 60jährigen Waldbestand, theils direct, theils in Folge des dem Lawinenabgange vorhergegangenen vehementen Luftdruckes, in einer Ausdehnung von 2 bis 3 Hectaren niederbrechend.

Die Breitenausdehnung der Lawine betrug im Flussbette über 200^m bei einer Maximalhöhe von 27^m, und in der Bahnachse gemessen 180^m bei einer Höhe von 11^m.

Die Wassermasse der Traun staute sich auf eine Höhe von 4^m über der Nivellete auf, den in der Reconstruction befindlichen Schutzdamm beiderseits unterwühlend, bis endlich am nächsten Tage, Morgens zwischen 6 und 7 Uhr, am Ende der, durch die erste Lawine hervorgerufenen und mittlerweile wieder geschlossenen Bresche, der Durchbruch erfolgte.

Gegen 9 Uhr liess sich schon ein Durchdringen der im regelmässigen Traunbette gelagerten Schneemasse und gleichzeitig das Sinken des Wassers im wilden Traunbette bemerken, und nach Verlauf weiterer drei Stunden floss die Traun allein nur mehr in ihrem regelmässigen Bette durch einen Schneetunnel.

Die über den Bahnkörper liegende Lawine, welche mittlerweile sattelförmig eingesunken war, hatte in der Bahnachse gemessen noch eine Länge von 160^m bei einer Maximal-Schneetiefe von über 10^m; die ganze das Thal ausfüllende Lawine hatte eine Masse von 470.000^{kgm}.

Die Durchschneidung der Schneemasse in der Bahnachse (auf 3·3^m Breite) erforderte bei täglicher Arbeitsleistung von 5^{kgm} per Mann und einer Arbeiterzahl von 200, fünf Tage und Nächte. Der Schneetransport wurde anfangs mittelst Handschlitten und erst im Verlaufe der Arbeit, nach erfolgter Raumgewinnung, mittelst eines Schneezuges bewirkt.

Diese Stelle war es, wo, wie eingangs erwähnt, noch im Monate Juni die regelmässigen und Touristen-Trains einen steilen Schnee-Einschnitt passirten, zu dessen Bildung die eben erwähnte Bewegung, und zwar von 11.500^{kgm} Schnee zu bewältigen war.

Die Reconstruction des zerstörten Bahnkörpers, sowie des Schutzdammes, welcher mit Ausnahme an der erwähnten Durch-

bruchstelle vollkommen intact blieb, erforderte einen Zeitraum von 14 Tagen.

In Folge der ungünstigen Witterungsverhältnisse war es erst im Juli desselben Jahres 1878 ermöglicht, die Untersuchungen des Saarstein-Lawinengebietes vorzunehmen.

Es zeigte sich hiebei in Uebereinstimmung mit dem Schichtenplane der topographischen Karte, dass das Absturzgebiet am Gebirgskamme eine Längenausdehnung von 1000^m hat und dass drei Hauptgerinne bestehen, in welche eine Anzahl Secundärgänge in paralleler und senkrechter Richtung einmünden.

Die gegen die Bahn gekehrte südöstliche Abdachung des Saarsteines fällt ungefähr 50^m unterhalb des Kammes mit einer durchschnittlichen Steigung von 1 : 1½, ab und sind die sämtlichen Secundärgerinne, zum Theile selbst die Hauptgerinne, mit Ausnahme von kleinen zwischenliegenden kahlen Felswänden, mehr oder weniger bewachsen, wobei die Legföhre den hervorragendsten Platz einnimmt.

Ein Abbauen der Lawinen wäre sonach hier möglich.

Anders steht es dagegen bei der gegenüberliegenden Nord-nordwestlichen Abdachung des Gebirgskammes, welche von der Schichte 1800 an, nahezu als kahler, von den scharfen Nord- und Weststürmen aller Vegetationen beraubter Felsen aufsteigt und, wie dies nur auf den höchsten Gebirgsspitzen vorkommt, geklüftet und abgeschliffen ist. Ueber diese Fläche wird der im flacheren Hintergebiete liegende Schnee vorgetrieben, wodurch sich die Schneemasse am Gebirgskamm bis zu einer Höhe von über 10^m aufthürmt; gleichzeitig bilden sich aber, da der Schnee auch über den steil abdachenden Gebirgskamm getrieben wird, die schon bei einer andern Lawine beschriebenen Schilder in einer Ausladung von 6^m bis 10^m, welche als Eismassen im Winter über ruhig vorstehen. Erfolgt dann ein rascher Umschlag der Witterung, was bei Südwinden auf den obersten Bergspitzen am ersten wirksam auftritt, so lösen sich grössere oder kleinere Theile dieser Schilder los, stürzen ab, und setzen den auf der südöstlichen Abdachung lagernden Schnee dieses ausgedehnten Gebietes in Bewegung, bis ihnen durch die Thalsohle Halt geboten wird.

Die Hauptursache des Abganges der Lawinen im Schneegraben könnte demnach behoben werden, wenn die Bildung der vorerwähnten überhängenden Schilder verhindert würde; es wäre dies dadurch zu erreichen, dass auf dem Gebirgskamme jene schon an anderer Stelle erwähnten Schutzwehren (eine Art hoher Schneezäune) in entsprechender Entfernung von der Absturzkante erbaut würden, durch welche die Schneewehen mehr oder weniger zurückgehalten und die Schilderbildungen auf ein Minimum reducirt werden könnten.

Da jedoch, in Anbetracht des colossalen 6^m bis 8^m hohen Schneefalles in diesem Gebiete und mit Rücksicht auf die Configuration des Terrains, welches hier kein Plateau bildet, sondern sofort gegen die entgegengesetzte Nordwestseite steil abdacht, ein derartiger Bau nur in riesigen Dimensionen und in kaum zu erzielender stabiler Weise ausgeführt sein müsste, so konnte die Anbringung solcher Schutzbauten hier nicht in Antrag gebracht werden. Aber auch nicht die Herstellung anderartiger Schutzbauten im Gerinne selbst, da, wenn die Schilderbildung nicht verhindert werden kann, jeder Einbau in die Lawinegänge, in Folge der enormen Schneemengen, nicht nur illusorisch, sondern sogar gefähr-

lich würde, weil die Bauwerke den mit dem Schilderabsturz vorgeschobenen riesigen Schneemassen nicht Widerstand zu leisten vermöchten — wie dies in der That bei der geschilderten ersten, weitaus kleineren Lawine erfolgte — und die zertrümmerten, in der Thalsohle anlangenden zerstörten Bauwerke einen noch gefährlicheren Rückstau der Traun herbeiführen könnten, als bei blosser Schneeablagerung.

Es blieb daher nur die Aufgabe zu lösen, der eigentlich nachtheiligen Wirkung dieser Schneelawine auf den Bahnkörper — der Beschädigung desselben durch das gestaute Traunwasser — entgegen zu arbeiten.

Eine Ablenkung der Lawine in der Richtung des Traunflusses, um durch diesen ein rasches Aufzehren des Schnee's zu ermöglichen und hierdurch die Wasserstauung zu verhindern, lässt sich an dieser engen Stelle, an welcher der Lawinengang senkrecht in die Traun mündet und selbst wegen der, wenn auch ausnahmsweisen, gigantischen Schneemassen nicht zur Ausführung bringen.

Es führten jedoch die wiederholt gemachten Beobachtungen, dass das Stauwasser in Folge der Gestaltung des linken Flussufers stets seinen Abfluss in der Richtung des wilden Traunbettes suchte, welches — wie schon früher beschrieben — zum Theile von dem Bahnkörper und dem Schutzdamme verbaut ist, zu dem Projecte, an Stelle dieses wilden Traunbettes, beziehungsweise als Ersatz für dasselbe, ein möglichst tief liegendes Gerinne zur Aufnahme der überfluthenden Wassermengen herzustellen und dieselben wieder in das natürliche Flussbett unterhalb der Lawine leiten zu können.

Das Gerinne konnte sachgemäss und mit Rücksicht auf die Terrainlage nur zwischen dem Bahnkörper und dem Schutzdamme angelegt werden, zu welchem Behufe die bereits fertige Bahnstrecke weiter gegen die Lehne, und zwar um 3^m im Scheitel, umgelegt werden musste.

Dieses in das gewachsene Terrain neu eingeschnittene Gerinne ist in jenem Theile, in welchem es das Stauwasser aufzunehmen hat, mit einer Sohlenbreite von 5^m und mit abgepflasterten Böschungen angelegt und seine Grabensohle mit einem 30^{cm} starken, durch Lang- und Querhölzer gegen Unterwaschung geschützten Pflaster versehen, welches überdies an der am meisten gefährdeten bisherigen und durch eine Einmündung beibehaltenen Ueberfallsstelle des Schutzdammes, durch eine Lage 5^{cm} starker Pfosten geschützt ist.

Der Schutzdamm wurde bei einer Kronenbreite von 3^m, einer bahnseitigen Böschung von 3 : 4 und einer flussseitigen von 1 : 1, ganz aus Stein hergestellt.

Als eine weitere Bedingung ergab sich die Nothwendigkeit, die auf der linken Bahnseite zwischen dieser und der Koppenlehne bestandenen tiefsten Punkte des wilden Traunbettes vollständig auszufüllen und erfolgte diese Verschüttung mit einer Neigung gegen den am Durchschneidungspunkte der Lehne und dieser Planie zur Aufnahme der Tagwässer hergestellten gepflasterten Normalgraben.

Nach den gewonnenen Erfahrungen wurden diese Vorkehrungen als genügend erkannt, da die im Jänner 1878 abgegangene, schon abnormale Lawine, welche die Traun bis zu einer Höhe von 9^m aufstaute, bevor die Tunnelirung des Schnee's

im Traunbette erfolgte, durch den Schutzdamm soweit zurückgehalten wurde, dass sie den Bahnkörper direct nicht alterirte.

Der Wiederholung der damals erfolgten Devastirung des Bahnkörpers, in Folge des Durchbruches des Stauwassers durch den Erdkörper des Schutzdammes, ist wieder durch dessen sehr solide Ausführung aus grossen Steinblöcken, sowie durch seine Dimensionen selbst vorgebeugt, während dem Angriffe des Schutzdammes an seiner linken Seite durch das Ausschütten dieses Bettes und des umliegenden niederen Terrains, wie durch das erwähnte Gerinne, welches nach den angestellten Messungen ein vollständig hinreichendes Querprofil für die Aufnahme der Stauwassermengen bietet, ein Ziel gesetzt wurde.

Nur bei einem so ganz aussergewöhnlichen und, wie eingangs erwähnt, seit 60 bis 80 Jahren nicht aufgetretenen Lawinensturze, wie der letzteschriebene des 19. März 1878, ist wohl wieder ein Ueberstürzen der Bahn zu befürchten, nicht aber ein Ueberfluthen und Zerstören des Bahnkörpers durch das Stauwasser, da der das Gerinne ausfüllende Schnee der eventuell überstürzenden Lawine, welcher an der inneren Seite des Schutzdammes am wenigsten comprimirt wird, der Natur der Sache gemäss sofort, und insbesondere bei, wenn nöthiger, rechtzeitiger und leicht zu bewerkstelliger Nachhilfe, durchbrochen werden wird und das Gerinne seinem Zwecke entsprechend functioniren kann.

Es bliebe dann nur das Durchschneiden der einer gewöhnlichen Schneewehe gleich zu achtenden Lawine zu bewirken.

Wie schon früher allgemein erwähnt, waren im weiteren Zuge der Bahn durch das Koppenthal in den Baujahren 1876 und 1877, sowie in der ersten Betriebsperiode, im Winter 1877 bis 1878, von dem das bahnjenseitige rechte Traun-Ufer bildenden Saarstein noch mehrere Schneelawinen abgegangen, welche, bis zur Traun gelangend, das Flussbett mehr oder minder ausfüllten, eine länger oder kürzer währende Wasserstauung verursachten und in Zeiträumen von einigen wenigen Stunden durch die eigene Kraft des Wassers durchbrochen wurden.

Nur zwei dieser Lawinen gelangten an das Bahniveau.

Da ein directer Abbau aus den eben geschilderten Verhältnissen des Saarsteinberges undurchführbar ist, diese zwei Lawinen selbst in dem Ausnahmeh Jahre 1878 für das Bahngeleise nur einer geringen Schneeverwehung gleich auftraten, und überall dort, wo in Folge der Wasserstauung Beschädigungen des Bahnkörpers, und zwar in nur ganz geringem Maasse an den Fussmauern desselben stattfanden, zur dauernden Sicherung gegen Unterwaschung die nöthigen Schutzbauten aufgeführt wurden — bleibt nur noch die periodische, vermehrte Bahnaufsicht als Mittel zur Sicherung des Bahnverkehrs.

Bevor die Bahn das steile und enge Koppenthal verlässt, übersetzt sie mittelst einer nahe 5^m hohen und 31·3^m weiten Eisenbrücke den Traunfluss, sonach von der Koppenlehne auf die Saarsteinlehne übergehend, um den Lawinen, welche von hier ab längs der noch kurzen Koppenlehne auftreten, auszuweichen; gleich wie durch die Führung der Bahn an der Koppenlehne seit ihrem Ausgange aus der Station Aussee den directen Einwirkungen der vom Saarstein abstürzenden Lawinen aus dem Wege gegangen war.

Unmittelbar bei dieser Brücke zieht sich, von der Höhe des „Dirndl“ benannten Gebirgstheiles bis an die Koppenstrasse

steil abfallend, ein Graben — Brückelgraben — welcher sich in seinem untern, zwischen der Strasse und der Traun liegenden Theile verflacht und sein Ende nicht direct gegen das Traun-Ufer, sondern etwas flussaufwärts wendet.

Im Monat Jänner des Jahres 1876 ging daselbst eine Lawine mit geringen Massen nieder, übersetzte die Koppenstrasse in der Höhe eines Meters und blieb, ohne den Traunfluss zu erreichen, an der Lehne liegen.

Obwohl im Laufe des nächsten Monates, in Folge der eingetretenen Witterungsverhältnisse, an beiden Lehnen des Thales Schneeabstürze erfolgten, so fand doch an dieser Stelle ein neuer Lawinenabgang nicht statt.

Nachdem, wie erwähnt, die Richtung des Lawinenganges in dem untersten Theile sich flussaufwärts wendete, somit gefährdend für die Brücke — so suchte man im nächsten Baujahre durch Sprengung und Grabung einer Mulde in der Verlängerung der allgemeinen Lawinenrichtung und durch Herstellung eines seitlichen Leitdammes die Schneemassen von der Brücke abzuleiten.

Die am 13. Februar 1877 abgegangene Lawine folgte auch wirklich dieser neuen Richtung und füllte hiebei den neu gebildeten Lawinen-Leitgraben vollständig aus. Die am 16. März 1877, 2 $\frac{1}{2}$ Uhr Morgens, mit bedeutenden Massen nachgestürzte Lawine bewirkte keinen Nachschub der bereits im Lawinenbette befindlichen Schneemassen, sondern glitt, sich auf der Oberfläche der letzteren fortbewegend, über den Absperrungsdamm, ergoss sich in das Traunbett, dasselbe vollkommen ausfüllend, sowie auf das gegenüberliegende, im Felsen eingeschnittene Bahnplanum und das im Mauerwerk bereits hergestellte Widerlager der Brücke, beide circa 2^m hoch überschüttend.

Das durch die Absperrung des Flussbettes gestaute Wasser der Traun erreichte an der Brücke die Höhe von 0.9^m über der Nivelle, so dass die Ensbäume und die Bedielung des Montage-Gerüsts abgehoben wurden.

Die Wassermasse brach sich erst später durch, überfluthete das Bahnplanum und stürzte sich unterhalb der Lawine in ihr Bett zurück.

Erst während der folgenden Nacht bohrte sich die Traun einen Tunnel durch die Lawine, wonach das noch immer gestaute Wasser, die Schneemassen successive aufzehrend, nicht mehr über die Bahn, sondern durch das Flussbett seinen natürlichen Lauf nahm.

Diese Erfahrung lehrte, dass die durchgeführte Correction ihrem Zwecke nicht vollkommen entsprach und dass es sich empfehle, die Lawinen nicht direct dem Flussbette zuzuführen, um einer Absperrung des Flusses vorzubeugen.

Man gab daher dem Lawinenbette statt der verlängerten geraden, eine stromabwärts mehr tangential geführte Richtung, und zwar derart, dass die niedergehenden Schneemassen durch einen im Bogen geführten, dem Ufer sich allmählig nähernden hohen Absperrungsdamm gezwungen werden, sich längs desselben fortzubewegen, und mehr dem Ufer und der Traun entlang sich abzulagern.

Die am 15. Jänner des folgenden ersten Betriebsjahres 1878 abgestürzte Lawine folgte auch dem neuen Bette, ohne den Absperrungsdamm anzugreifen oder zu übersetzen und ergoss nur einen geringen Theil ihrer Masse am Ende des Leitganges in die Traun.

Des nächsten Tages, 11 Uhr Vormittags, fand ein weiterer Nachsturz bedeutender, Holz und Wurzeln mitführender Schnee-

massen statt, welche, der neuen Richtung folgend, sich wegen der durch das mitgeführte Holz hervorgerufenen Verklausung über das Leitwerk ausbreiteten, und die Traun derart verschütteten, dass ein, jedoch bald von selbst behobener, Aufstau des Flusses eintrat. Weil aber dieses theilweise Ueberstürzen der Lawine lediglich in Folge der im Leitungsgerinne sich aufgestauten Baumstämme erfolgte und eine Wiederholung kaum mehr, und dies nur bei ganz ausserordentlichen Fällen, zu befürchten ist — sowie überdies in Rücksicht der hier geringeren Abgangshöhe der Lawine, welche auf Schneemenge, Geschwindigkeit und Kraft einen grossen Einfluss hat — und in weiterer Rücksicht, dass das ausgeführte Leitwerk vollkommen intact blieb, kann dasselbe den gestellten Anforderungen entsprechend erkannt und seiner weiteren Erprobung mit Beruhigung entgegengesehen werden.

Noch einer, und zwar der letzten Lawine des auf eine Länge von 4^{km} durch diese Elementarfälle so sehr heimgesuchten Koppenthales ist zu erwähnen.

Es ist dies die im Gangsteiggraben abgehende Lawine, welche sich wiederholt zeigte und bald höher, bald tiefer liegen blieb, und in dem lawinenreichen Ausnahmjahre 1878 selbst bis zur Thalsohle vorrückte, das Flussbett verschüttend und das Wasser bis 0.6^m über das Bahnniveau stauend.

Die Untersuchung zeigte im Gebiete dieser Lawine, in der Schichte von 700^m bis 800^m über der Meeresfläche, d. h. 200^m bis 300^m über der Thalsohle, beziehungsweise des Bahnniveaus, mehrere senkrechte Felswände von geringer Höhe, und in den Einfurchungen oberhalb derselben mehr oder minder mit Legföhren bewachsenes Terrain, in welchem Theile sich die Anbruchstellen für die Lawinen befinden. Es treten demnach die obersten Schneeabgänge beim Absturze über die Felswände bereits mit grösserer Menge, Geschwindigkeit und Kraft auf, wonach dieselben noch vor dem Absturze festzuhalten wären. Weil aber nach dem ersten, gewöhnlich nassen Schneefalle, die dort häufiger vorkommenden Legföhren bei eintretendem Froste eine glatte Eisdecke bilden, welche bei späteren Schneefällen gar keinen Reibungswiderstand bietet, daher die zur Abhaltung der Rutschlawinen einzubauenden Traversen so stark sein müssten, um den ganzen Schub der abgleitenden Schneemasse aufzuhalten, was bei der ziemlich bedeutenden Ausdehnung des Legföhrengebietes nicht unterschätzt werden darf — und in Erwägung, dass, wie schon erörtert und nachgewiesen, solche starke Abbauten die Gefahr involviren, dass bei eventuellem Bruch einer derartigen Vorrichtung das ganze unterhalb befindliche System der Versicherungen in zweifelloser Gefahr ist, was bei so abnormalen Vorkommnissen wie im Winter 1878, gegen welche gerade hier nur anzukämpfen wäre, sehr leicht eintreten könnte — wurde von der Errichtung von, für die Aufhaltung der Lawinen genügend starken Abbauten abgesehen und die Einbauung einer grösseren Menge leichter Theilungs-Traversen, von denen bei der Beschreibung der Sonnensteinlawine später die Sprache sein wird, jenem Zeitpunkte vorbehalten, zu welchem die am Saarstein zu sammelnden Erfahrungen vorliegen werden.

Ein Umlegen respective Ableiten des Lawinengerinnes in ähnlicher Weise, wie dies bei der vorher beschriebenen Brückelgraben-Lawine geschehen ist, ist zufolge der Terrain-Configuration unmöglich.

Wird nur im Fluge, gleich dem Eisenbahntrain, welcher bald nach Verlassen der am Ausgange des Koppenthales situirten Station Obertraun längs des östlichen Ufers des Hallstätter See's dahin braust, jener Lawinen gedacht, welche von der westlichen Lehne des hier niedriger werdenden und bewaldeten Saargebirges abgehen, so ist zu bemerken, dass dieselben der Bahn in keiner Weise gefährlich werden können, indem die Configuration des Terrains ein solches Bahniveau und eine derartige Anzahl entsprechend weiter und hoher Brücken erheischte und ermöglichte, dass der ungehinderte Durchgang der Lawinen durch diese Bahnobjecte anstandslos stattfinden kann und auch in dem diesbezüglichen Ausnahmjahre 1878 anstandslos stattfand.

Hat der Reisende in der Fortsetzung seiner Tour das lieblich grüne, freundliche Thal der Traun zwischen der Station Steg am nördlichen Ufer des Hallstätter See's, und vorüber bei Ischl, der weit bekannten und beliebtesten Perle des Salzkammergutes, bis zur Station Ebensee und den bald hinter derselben liegenden grossartigen Salzsudwerken passirt, so gelangt er an das nördliche Ufer des herrlichen Gmundner- oder Traunsee's, welcher hier von der Bahn nur an seinem äussersten Ende tangirt wird, indem dieselbe sofort an das westliche See-Ufer gelangt, und als wahrhafte Kunststrasse bis zu dem 1428·36^m langen Sonnstein-Tunnel, dem zweitgrössten der österreichischen Monarchie, an einen Gebirgsstock geführt wird, welcher sich von Südwest nach Nordost zieht und dessen Höhenpunkte der „Breutenkogel“ (1112^m) und der „Sonnstein“ (1048^m) bilden.

Vom Rücken des ersteren fällt die bewaldete Lehne gegen das Langbaththal — von der Höhe des zweiten die nur in ihren unteren Partien, und dies nur zum Theil, mit Vegetation versehene Lehne schroff gegen das See-Ufer ab.

Längs dieser Lehne bilden sich zahlreiche Lawinengänge, von denen indess nur zwei mit der am Fusse derselben sich hinziehenden Bahntrasse in Berührung treten, und, weil in kurzer Distanz von einander entfernt liegend und in ihren Erscheinungen gleich geartet, auch hier unter Einem behandelt werden.

Diese Sonnsteinlawinen sind auch die letzten Lawinen, welche — last not least — gefahrdrohend und störend an der Salzkammergutbahn auftraten, und unterscheiden sie sich von den Lawinen des Koppenthales in ihrer Wirkung dahin, dass diese indirect durch ihre Wasseraufstauungen, jene durch die direct auf den Bahnkörper stürzenden Schneemassen diesem, beziehungsweise dem Bahnbetriebe, gefährlich werden.

Auch hier traten diese schon seit Längerem herrschenden Lawinen im Winter 1877 bis 1878 mit ungeahnter Kraft auf, und überschüttete die erste dieser beiden Lawinen am 16. Jänner 1878 die hier in Form eines sehr steilen Felsabschnittes construirte Bahn, in einer Länge von 15^m und einer Höhe von 2^m bis 3^m, ohne irgend eine Beschädigung an dem Bahnkörper zu verursachen.

In einer Entfernung von 200^m und fast unmittelbar vor dem südlichen Mundloche des früher erwähnten Tunnels, im sogenannten „Antenwinkel“, ist ein natürlicher, im Felsen gemuldeter Lawinengang wahrnehmbar, welcher im Bereiche des Bahnkörpers durch Sprengung erweitert, regulirt und mit einer 20^m weiten, auf steinernen Widerlagern ruhenden Eisen-Construction überspannt wurde.

An dieser Stelle bewirkte, einen Tag vor dem eben erwähnten Lawinenabgang, das plötzlich eingetretene Thauwetter einen Schneeabsturz, durch welchen die bergseitige Brückenwand vollständig überdeckt wurde.

Um 5½ Uhr des nächsten Morgens folgte eine Schneelawine von geringer Bedeutung nach, welche aber, weil auf der schon vorhandenen Schneemasse sich fortbewegend, die Brücke bis über Geländerhöhe überschüttete.

Nach kaum erfolgter Freimachung dieser Stelle stürzte, kaum zwei Stunden später, eine bedeutende Lawine ab, verschüttete die Bahn vom äusseren Brücken-Widerlager an bis zum Tunnelportale, sowie das rechts der Bahn befindliche Block-Wächterhaus bis über Fensterhöhe, und breitete ihre Schneemassen über die Plateau-Stützmauer und die unterhalb liegende Strasse hinweg, bis an den Rand des See-Ufers aus.

Gegen 8 und 10 Uhr Vormittags folgten weitere, jedoch nur geringere Schneeabstürze, welche die längs der Bahn bereits gelagerten Schneemassen auf 3^m bis 4^m erhöhten.

Trotz der enormen Wucht, mit welcher sich ein Theil der zweiten Lawine über das steile, glatte Felsenbett auf die vorerwähnte 20^m weite Eisenbrücke stürzte, war diese, wie eine zwei Tage später vorgenommene Belastungsprobe ergab, dennoch vollständig intact geblieben.

Die Freimachung der Bahn war am 19. bereits erfolgt, als am nächsten Tage, gegen 11 Uhr Vormittags, neuerdings eine Lawine in drei kurz auf einander folgenden Intervallen niederging und die Bahn zunächst des Tunnelportales auf eine Höhe von 3·5^m verschüttete; der Verkehr wurde jedoch bereits in der nächsten Nacht wieder frei gegeben.

Am 3. Februar, Vormittags 11 Uhr, stürzte abermals eine Lawine ab, welche jedoch die Bahn nur ganz unbedeutend überdeckte, da die Hauptmasse derselben auf den, an dem Rücken der alten Lawine bei Freimachung der Bahn gebildeten Schneeterrassen liegen blieb.

Die im Juni 1878 vorgenommene, eingehende örtliche Untersuchung erstreckte sich sowohl auf die einzelnen Hauptgänge, als auf die Secundärgänge der Lawinen — mit gleichzeitiger Rücksicht auf die während der Abgangszeit der Lawinen durch kundiges und kühnes Forstpersonale markirten Anbruchstellen, an denen die erste Bewegung der Lawine begann — und zwar hinsichtlich der Gestaltung und des Zusammenhanges der Lawinen unter sich, sowie mit Rücksicht auf die Terraininformation im Allgemeinen. Zur vollständig richtigen Beurtheilung des Terrains und der anzuwendenden Mittel zum Abbaue der Lawinen wurde ein ausgedehnter Schichtenplan nach der Natur angefertigt.

Hiebei wurde constatirt, dass das gefährlichste Gebiet für den Abgang der Lawinen in der Höhenschichte von 700^m bis 800^m über dem Meere, also circa 350^m oberhalb des Bahnkörpers liegt.

In dieser Schichte befinden sich einzelne, 5^m bis 15^m hohe, senkrechte Felspartien, welche in ihrer Fortsetzung nach aufwärts steil ansteigende und vollkommen kahle Einfurchungen haben, in denen sich die Schneemassen bei grösserer Menge, oder auch bei rasch wechselnden Temperaturs-Differenzen, nicht halten können und über die senkrechten Wände abstürzen.

Diese Abstürze bewirken nun, dass die in den Secundär- und Hauptgerinnen (welche Humus und Graswuchs, aber keinen

Baumwuchs zeigen) lagernden Schneemassen in Bewegung gerathen, was in Weiterem zur Folge hat, dass auch die Schneemassen, welche selbst auf dem, an die Gerinne anstossenden, bewachsenen Terrain lagern, theilweise mitgerissen werden. Hierdurch erklären sich die im Bahngebiete mit grösserer oder geringerer Geschwindigkeit und Kraft anlangenden bedeutenden Schneemassen, welche Factoren in progressiver Weise und in dem Maasse sich steigern, als die lagernden Schneemassen grösser sind, die senkrechten Felswände an den Anbruchstellen an Höhe zunehmen und die abführenden Gerinne mit steilerem Anstieg und kahleren Flächen gebildet sind.

Den Eintritt dieses vorbeschriebenen Abganges der Schneemassen zu verhindern, respective denselben an der Ursprungsstelle im Keime zu ersticken — oder das Hauptgerinne des Lawinenganges derart zu verlegen oder zu construiren, dass die abgehenden Schneemassen die Fahrbahn nicht treffen und auf selber sich nicht ablagern — bilden die hier zu lösende Aufgabe.

In dem Gebiete des Antenwinkels, der Partie vor dem Tunnelportale, gestattet die Terraininformation eine Ableitung der Schneemassen in eine hinter dem Tunnelportale bestehende Einsattlung — die einzige Stelle, an der dies hier überhaupt möglich wäre — aus dem Grunde nicht, weil das hiefür nothwendige Zusammenziehen der sämtlichen Lawinengänge in der noch auf Effect in Betracht kommenden Höhe theils an sich unthunlich ist, theils colossale Abbauarbeiten erforderlich machen würde, deren Kosten mit dem dann selbst noch zweifelhaften Erfolge in keinem Verhältnisse zu stehen kämen.

Dagegen erscheint der Abbau, respective das Festlegen der Schneemassen an den Anbruchstellen unterhalb der kleinen Felswände und in den steil ansteigenden kahlen Einfurchungen durch kleine Traversbauten, wie solche in der Schweiz von den wirksamsten Ergebnissen begleitet waren, mit Aussicht auf Erfolg möglich.

Es wird nämlich durch diese Traversen zunächst die gefährliche Bewegung des Schnee's gleich an der Ursprungsstelle, wo noch keine wesentliche Kraft als Widerstand erforderlich ist, verhindert und in zweiter Linie ermöglicht — da durch diese Abbauten dem Zerstören der Cultur durch die Lawinen vorgebeugt wird — sämtliche Gerinne in ihren nicht senkrechten Theilen mit Cultur belegen zu können, durch welche letztere, bei nur halbwegs vorgeschrittenem Anwuchs von Bäumchen, jedweden Abgang von Lawinen vorgebeugt und die spätere Erhaltung der Abbauherstellungen entbehrlich wird.

Die Aufbringung von Cultur ist gerade in dieser Partie des Sonnsteins um so leichter möglich, weil das ganze Terrain, mit Ausnahme der Lawinengänge, bereits bewachsen ist und auch vom Forstärar strenger als Bannwald behandelt wird.

Die Construction dieser Traversen, bestimmt zur Verhinderung von Bewegungen des lagernden oder gerade in Bewegung gekommenen Schnee's, erfolgte bei dem Umstande, als am Sonnsteinberge strenger Bann haftet, und daher ausser Dörlingen kein Holz verfügbar und die Zubringung äusserst schwer ist, in der Weise, dass die thalseits verstreuten Verticalständer aus Eisen, und zwar aus starkem Rundeisen und Altschienen hergestellt, im Felsen mit Bohrlöchern eingelassen, und zwischen diesen, in Entfernungen von 1^m bis 1.5^m stehenden Ständern, Spaltholz in Scheiterform, zum Theile verkleinerte Dörlinge, mit Draht an das Gestänge befestigt, eingelegt wurden.

48 Stück solcher Traversen, in Längen von 2^m bis 8^m, sind am Sonnstein eingebaut; ausserdem sind noch 12 Stück in ähnlicher Weise construirte, in erster Linie zur Sicherung gegen Steinfall dienende und erst in zweiter Reihe gegen Schneeabstürze wirkende Schluchtsperren und Steinkörbe hergestellt.

Bei der vorhergehenden kleinen Sonnsteinlawine war zuerst die Aufstellung eines Schutzdaches über die Fahrbahn in Aussicht genommen, später jedoch hievon abgegangen, weil die eingehende Untersuchung lehrte, dass durch die gleichzeitige und gleichartige Behandlung dieses Theiles der Sonnsteinlehne mit jener nahen des Antenwinkels, nämlich durch die Aufstellung von Traversen, auch hier hinter diesen künstlich hergestellten Ruhepunkten eine Baumcultur geschaffen werden kann, welche das wirksamste, dauerndste und an sich einfachste Mittel ist, Lawinenbildungen zu verhindern.

Wir sind am Schlusse. —

Es bleibt nur noch, die hier besprochenen, oder als ausgeführt geschilderten Mittel zu resumiren; es sind dies:

Ausweichen der lawinenführenden Lehne durch Legung der Träce in das jenseitige Gebiet; Entfernung der Träce von der Lehne; Erbauung entsprechend situirter weiter und hoher Bahnobjecte zur Durchleitung der Lawinen; Ableitung der Lawinen durch Ueberführung im natürlichen Terrain; Ableitung der Lawinen durch künstliche Leitwerke; Aufstellung von Schutzdächern; Bauten zur Verhinderung der Lawinenbildung; Bauten zum Aufhalten der Lawinen; Cultivirung des Terrains durch Baumwuchs; Ableitung eventueller Stauwässer; Sicherung des Bahnkörpers gegen Angriff von Stauwässern; Ausgedehnte Bahnüberwachung.

So veranschaulicht das eben abgerollte Bild einerseits mächtige Wirkungen entfesselter Schneelawinen, andererseits Mittel verschiedenster Art, welche geeignet schienen, das Entstehen der Lawinen zu verhindern, oder, wo örtliche Verhältnisse dies nicht ermöglichten, oder dieses Element zu ungeberdig sich zeigte, ihm Fesseln anzulegen und seine Wirkungen abzuschwächen — ein Zeichen des ewigen Kampfes des Geistes mit der Natur; ein Kampf, der keinen Stand so sehr in die Schranken ruft, als jenen des Technikers:

„Denn die Elemente hassen
„Das Gebild der Menschenhand.“

Beitrag zur Berechnung der Balkenträger.

Von

Professor J. E. Brik.

(Schluss.)

II. Der auf mehreren Stützen aufruhende continuirliche Träger.

Wir betrachten zunächst zwei nebeneinander gelegene Felder eines continuirlichen Trägers, Fig. 6, deren Stützweiten l_{r-1} und l_r seien, wobei die Stützen $r-1$, r und $r+1$ in Bezug zu einer Horizontalen in den Abständen c_{r-1} , c_r und c_{r+1} liegen mögen.

Nach Analogie der Gleichungen 5) und 4), und mit Rücksichtnahme auf die Bezeichnungen der Fig. 6 ist:

$$\tau_{r-1} = \frac{c_r - c_{r-1}}{l_{r-1}} + \frac{1}{E l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\mu}{t} \right) - \frac{1}{E} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\varphi}{t} \right),$$

$$\tau_r = \frac{c_{r+1} - c_r}{l_r} + \frac{1}{E l_r} \sum_0^{l_r} \left(\frac{\mu}{t} \right).$$

In Folge der Continuität des Trägers über der Stütze r muss $\tau_{r-1} = \tau_r$ sein, so dass:

$$E \left(\frac{c_r - c_{r-1}}{l_{r-1}} - \frac{c_{r+1} - c_r}{l_r} \right) = \frac{1}{l_r} \sum_0^{l_r} \left(\frac{\mu}{t} \right) - \left\{ \frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\mu}{t} \right) - \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\varphi}{t} \right) \right\} \dots 12)$$

folgt.

Ist die Anzahl der Stufen im Felde

$$l_{r-1} = v,$$

so ist:

$$\frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\mu}{t} \right) - \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\varphi}{t} \right) = \frac{1}{l_{r-1}} \left(\frac{\varphi_1 (l_{r-1} - \varepsilon_1 - l_{r-1})}{t_1} + \frac{\varphi_2 (l_{r-1} - \varepsilon_2 - l_{r-1})}{t_2} + \dots + \frac{\varphi_v (l_{r-1} - \varepsilon_v - l_{r-1})}{t_v} \right) =$$

$$= - \frac{1}{l_{r-1}} \left(\frac{\varphi_1 \varepsilon_1}{t_1} + \frac{\varphi_2 \varepsilon_2}{t_2} + \dots + \frac{\varphi_v \varepsilon_v}{t_v} \right).$$

Die Producte $\varphi_1 \varepsilon_1, \varphi_2 \varepsilon_2, \dots, \varphi_v \varepsilon_v$ sind jedoch nichts Anderes, als die statischen Momente der Flächenstreifen $\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_v$ in Bezug zur linken Stützenverticalen ($r-1$), so dass — hiefür m_1, m_2, \dots, m_v eingeführt — sich ergibt:

$$\frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\mu}{t} \right) - \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\varphi}{t} \right) = - \frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\varphi \varepsilon}{t} \right) = - \frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{m}{t} \right). 13)$$

Mit diesem Werthe geht Gleichung 12) über in:

$$E \left(\frac{c_r - c_{r-1}}{l_{r-1}} - \frac{c_{r+1} - c_r}{l_r} \right) = \frac{1}{l_r} \sum_0^{l_r} \left(\frac{\mu}{t} \right) + \frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{m}{t} \right). 14)$$

worin der Werth $\sum_0^{l_r} \left(\frac{\mu}{t} \right)$ auf das rechte Feld l_r Bezug hat und die statischen Momente μ zur rechten Stützenverticalen ($r+1$) bezogen werden müssen, während $\sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{m}{t} \right)$ dem linken Felde l_{r-1} entspricht und die statischen Momente m zur linken Stützenverticalen ($r-1$) zu nehmen sind.

Liegen die Stützen $r, (r-1)$ und $(r+1)$ in einer Geraden, so ist

$$\frac{c_r - c_{r-1}}{l_{r-1}} = \frac{c_{r+1} - c_r}{l_r},$$

und es wird:

$$0 = \frac{1}{l_r} \sum_0^{l_r} \left(\frac{\mu}{t} \right) + \frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{m}{t} \right),$$

woraus folgt:

$$- \frac{l_{r-1}}{l_r} = \frac{\sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{m}{t} \right)}{\sum_0^{l_r} \left(\frac{\mu}{t} \right)} \dots 15)$$

d. h. das Verhältniss:

$$\frac{\sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{m}{t} \right)}{\sum_0^{l_r} \left(\frac{\mu}{t} \right)}$$

$$\frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\mu}{t} \right) = \frac{1}{l_{r-1}} \left(\frac{\mu_1}{t_1} + \frac{\mu_2}{t_2} + \dots + \frac{\mu_v}{t_v} \right)$$

$$\sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\varphi}{t} \right) = \left(\frac{\varphi_1}{t_1} + \frac{\varphi_2}{t_2} + \dots + \frac{\varphi_v}{t_v} \right),$$

also:

$$\frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\mu}{t} \right) - \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\varphi}{t} \right) = \frac{1}{t_1} \left(\frac{\mu_1}{l_{r-1}} - \varphi_1 \right) + \frac{1}{t_2} \left(\frac{\mu_2}{l_{r-1}} - \varphi_2 \right) + \dots$$

$$+ \frac{1}{t_v} \left(\frac{\mu_v}{l_{r-1}} - \varphi_v \right) =$$

$$= \frac{1}{l_{r-1}} \left(\frac{\mu_1 - \varphi_1 l_{r-1}}{t_1} + \frac{\mu_2 - \varphi_2 l_{r-1}}{t_2} + \dots + \frac{\mu_v - \varphi_v l_{r-1}}{t_v} \right).$$

Nun ist:

$$\mu_1 = \varphi_1 (l_{r-1} - \varepsilon_1)$$

$$\mu_2 = \varphi_2 (l_{r-1} - \varepsilon_2)$$

$$\dots$$

$$\mu_v = \varphi_v (l_{r-1} - \varepsilon_v),$$

somit auch:

ist constant und seinem Werthe nach gleich dem Verhältnisse der Stützweiten, jedoch negativ, so dass den Summen $\sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{m}{t} \right)$

und $\sum_0^{l_r} \left(\frac{\mu}{t} \right)$ entgegengesetzte Vorzeichen entsprechen.

Ist überdies der Querschnitt constant, so findet die einfache Relation:

$$- \frac{l_{r-1}}{l_r} = \frac{\sum_0^{l_{r-1}} (m)}{\sum_0^{l_r} (\mu)} \dots 16)$$

statt.

Stellt man sich statt des continuirlichen Trägers mit den nebeneinander gelegenen Feldern l_{r-1} und l_r zwei über den Stützen getrennte — also frei aufliegende — Träger l_{r-1} und l_r vor, welche in den Strecken Δ mit $\left(\frac{\varphi}{t} \right)$ belastet sind, so drückt

$$\frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{m}{t} \right) = \frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \frac{\varphi}{t} \cdot \varepsilon$$

den vom linken Träger herrührenden Stützendruck auf die Mittelstütze r und

$$\frac{1}{l_r} \sum_0^{l_r} \left(\frac{\mu}{t} \right)$$

ebenso den vom rechten Träger geübten Stützendruck auf die Mittelstütze aus, wonach die Gleichung 14), welche die Bedingung der Continuität enthält,

$$E \left(\frac{c_r - c_{r-1}}{l_{r-1}} - \frac{c_{r+1} - c_r}{l_r} \right) = \frac{1}{l_r} \sum_0^{l_r} \left(\frac{\mu}{t} \right) + \frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{m}{t} \right)$$

den Werth dieses gesammten Stützendruckes auf r mit

$$E \left(\frac{c_r - c_{r-1}}{l_{r-1}} - \frac{c_{r+1} - c_r}{l_r} \right)$$

angeben würde.

Lägen die Stützen in einer Geraden, so müsste dieser Druck sonach Null werden *).

Transformation der Ausdrücke:

$$\sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{m}{t} \right) \text{ und } \sum_0^l \left(\frac{\mu}{t} \right).$$

Wir denken uns in jedem Trägerfelde die Momentencurve aufgetragen und die den Stützenmomenten entsprechenden Punkte d, v, ω , Fig. 2, mittelst der Geraden \overline{dv} und $\overline{v\omega}$ verbunden, ferner die Theilungsvverticalen zwischen den einzelnen prismatischen Trägerstücken bis an die bezeichneten Geraden \overline{dv} und $\overline{v\omega}$ verlängert, und benennen mit:

$\Omega_1, \Omega_2, \dots, \Omega_v$, die statischen Momente der Flächenstreifen des linken Feldes: $dkc, kcg n, \dots, \alpha \beta v$, welche zwischen der Momentencurve und der Geraden \overline{dv} liegen, in Bezug zur Stützenverticalen ($r-1$); ebenso bezeichnen wir mit:

$\Omega'_1, \Omega'_2, \dots, \Omega'_v$, die statischen Momente der Flächenstreifen des rechten Feldes: $\omega ze, zeh l, \dots, v \delta \gamma$, in Bezug zur Stützenverticalen ($r+1$).

Ausserdem seien:

$\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_v$ und $\omega'_1, \omega'_2, \dots, \omega'_v$, die statischen Momente der Flächenstreifen:

$d O c k, k c f n, \dots, \beta \rho \sigma v$ des linken Feldes, beziehungsweise jener im rechten Felde:

$\omega O' \psi z, z \psi \lambda l, \dots, \delta \tau \sigma v$, welche zwischen der Abscissenaxe und der Geraden \overline{dv} , beziehungsweise $\overline{v\omega}$ liegen, und zwar erstere in Bezug zur Stützenverticalen ($r-1$), letztere zu jener in ($r+1$), so können wir

$$m_1 = \Omega_1 + \omega_1 \text{ und } \mu_1 = \Omega'_1 + \omega'_1$$

$$m_2 = \Omega_2 + \omega_2 \quad \mu_2 = \Omega'_2 + \omega'_2$$

$$\dots \dots \dots$$

$$m_v = \Omega_v + \omega_v \quad \mu_v = \Omega'_v + \omega'_v$$

setzen, wobei selbstverständlich die Vorzeichen der ω , welche bei belastetem Trägerfelde stets negativ werden, zu berücksichtigen sind **).

*) Vergleiche Mohr: „Beitrag zur Theorie der Holz- und Eisen-Constructionen“. Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereines in Hannover, 1862.

**) Im Hinweise auf Fig. 6 ist das Moment der äusseren Kräfte für den Querschnitt x :

$$M_x = M_{r-1} + \frac{M_r - M_{r-1}}{l_{r-1}} x + \frac{x}{l_{r-1}} \sum P(l_{r-1} - a) - \sum_0^x P(x - a).$$

Für einen auf zwei Stützen frei aufliegenden Träger gleicher Spannweite und Belastung ist für denselben Querschnitt x das Moment der äusseren Kräfte:

$$\mathfrak{M}_x = \frac{x}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} P(l_{r-1} - a) - \sum_0^x P(x - a),$$

so dass

$$M_x = \mathfrak{M}_x + M_{r-1} + \frac{M_r - M_{r-1}}{l_{r-1}} x$$

sich ergibt.

Für einen elementaren Flächenstreifen der Momentenfläche wird:

$$M_x dx = \mathfrak{M}_x dx + \left(M_{r-1} + \frac{M_r - M_{r-1}}{l_{r-1}} x \right) dx;$$

dessen statischer Moment in Bezug zur linken Stützenverticalen:

$$M_x \cdot x dx = \mathfrak{M}_x x dx + \left(M_{r-1} + \frac{M_r - M_{r-1}}{l_{r-1}} x \right) x dx \text{ ist.}$$

Da nun

$$M_x \cdot x dx = dm,$$

$$\mathfrak{M}_x x dx = d\omega,$$

$$\left(M_{r-1} + \frac{M_r - M_{r-1}}{l_{r-1}} x \right) x dx = d\omega,$$

so folgt auch

$$dm = d\Omega + d\omega.$$

Die Substitution dieser Werthe gibt:

$$\sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{m}{t} \right) = \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\Omega + \omega}{t} \right) = \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\Omega}{t} \right) + \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\omega}{t} \right) \quad (17).$$

$$\sum_0^l \left(\frac{\mu}{t} \right) = \sum_0^l \left(\frac{\Omega' + \omega'}{t} \right) = \sum_0^l \left(\frac{\Omega'}{t} \right) + \sum_0^l \left(\frac{\omega'}{t} \right)$$

Hiermit folgt aus Gleichung 14):

$$E \left(\frac{c_r - c_{r-1}}{l_{r-1}} - \frac{c_{r+1} - c_r}{l_r} \right) - \frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\Omega}{t} \right) - \frac{1}{l_r} \sum_0^l \left(\frac{\Omega'}{t} \right) =$$

$$= \frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\omega}{t} \right) + \frac{1}{l_r} \sum_0^l \left(\frac{\omega'}{t} \right) \quad (18).$$

Die ω sind abhängig von der Grösse der Stützenmomente, den Strecken Δ und der Lage der Flächenstreifen.

Es ist für den m^{ten} Flächenstreifen (Fig. 2):

$$\omega_m = + \int_{x=\sum \Delta}^{x=\sum \Delta + \Delta_m} (M_{r-1} + \frac{M_r - M_{r-1}}{l_{r-1}} x) \cdot x \cdot dx$$

$$= M_{r-1} \cdot \frac{(\sum \Delta)^2 - (\sum \Delta + \Delta_m)^2}{2} + \frac{M_r - M_{r-1}}{3 l_{r-1}} [(\sum \Delta)^3 - (\sum \Delta + \Delta_m)^3],$$

und da

$$\sum \Delta = \sum \Delta + \Delta_m,$$

auch:

$$\omega_m = M_{r-1} \cdot \Delta_m \left(\frac{\Delta_m}{2} + \sum \Delta \right) -$$

$$- \frac{M_r - M_{r-1}}{l_{r-1}} \left(\frac{\Delta_m^3}{3} + \sum \Delta \cdot \sum \Delta \right) \Delta_m,$$

wenn statt

$$\Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_{m-1} = \sum \Delta$$

$$\Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_{m-1} + \Delta_m = \sum \Delta$$

eingeführt wird.

Demnach erhalten wir für:

$$\sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\omega}{t} \right) = M_{r-1} \sum_0^{l_{r-1}} \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m}{2} + \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=v} -$$

$$- \frac{M_r - M_{r-1}}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^3}{3} + \sum \Delta \cdot \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=v} \quad (19).$$

Hiebei soll die Bezeichnung \sum andeuten, dass die Summirung, welche für alle Werthe von m zwischen $m=1$ bis $m=v$ in jedem Trägerfelde zu bilden ist, sich auf das Feld l_{r-1} beziehe.

Analog mit Gleichung 19) ergibt sich:

$$\sum_0^l \left(\frac{\omega'}{t} \right) = M_{r+1} \sum_0^l \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m}{2} + \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=v'} -$$

$$- \frac{M_{r+1} - M_r}{l_r} \sum_0^l \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^3}{3} + \sum \Delta \cdot \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=v'} \quad (20).$$

Setzen wir zur Vereinfachung:

$$\sum_0^{l_{r-1}} \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m}{2} + \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=v} = K_{r-1}$$

$$\sum_0^l \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m}{2} + \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=v'} = K_r$$

fernern:

$$\sum_0^{l_{r-1}} \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^3}{3} + \sum \Delta \cdot \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=v} = L_{r-1}$$

$$\sum_0^l \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^3}{3} + \sum \Delta \cdot \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=v'} = L_r \quad (21).$$

so erhalten wir aus Gleichung 18) folgende Relation:

$$E \left(\frac{c_r - c_{r-1}}{l_{r-1}} - \frac{c_{r+1} - c_r}{l_r} \right) - \frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\Omega}{t} \right) - \frac{1}{l_r} \sum_0^{l_r} \left(\frac{\Omega'}{t} \right) \left. \begin{aligned} &= \frac{M_{r-1}}{l_{r-1}} \left(K_{r-1} - \frac{L_{r-1}}{l_{r-1}} \right) + M_r \left(\frac{L_{r-1}}{l_{r-1}^2} + \frac{L_r}{l_r^2} \right) \\ &+ \frac{M_{r+1}}{l_r} \left(K_r - \frac{L_r}{l_r} \right) \end{aligned} \right\} . 22).$$

Vorstehende Gleichung enthält die allgemeine Beziehung der Momente über je drei auf einander folgenden Stützen eines continuirlichen Trägers.

Bei vorhandenen n Stützen liefert die Anwendung dieser Gleichung somit $(n - 2)$ Gleichungen, welche, mit Hinzufügung der Bedingungen für die Momente über der ersten und letzten Stütze, zur Berechnung sämtlicher Stützenmomente geeignet sind.

Die Grössen K und L rühren von dem Einflusse der Trägerform her, — die Werthe $\Sigma \left(\frac{\Omega}{t} \right)$ drücken dagegen die Abhängigkeit von der Belastung aus.

Es bedeuten die Ω , beziehungsweise Ω' die statischen Momente der dem Einzelträger gleicher Spannweite und Belastung

entsprechenden Momenten-Flächenstreifen von den Breiten Δ , und zwar sind dieselben für das jeweilig betrachtete linke Tragfeld zur linken, im rechten Felde hingegen zur rechten Stützenverticalen zu beziehen *).

Anwendung der Gleichung 22) auf specielle Fälle.

1. Das Trägheitsmoment ist stetig und gesetzmässig veränderlich.

Hier ist statt Δ , $d\xi$ einzuführen und es ist mit Rücksicht auf Fig. 3:

$$\sum_0^{l_{r-1}} \left(\frac{\Omega}{t} \right) = \int_{\xi=0}^{\xi=l_{r-1}} \frac{\mathcal{M}_{\xi} \xi}{t_{\xi}} d\xi, \quad \sum_0^{l_r} \left(\frac{\Omega'}{t} \right) = \int_{\xi'=0}^{\xi'=l_r} \frac{\mathcal{M}_{\xi'} \xi'}{t_{\xi'}} d\xi.$$

$$K_{r-1} = \int_{\xi=0}^{\xi=l_{r-1}} \frac{\xi d\xi}{t_{\xi}}, \quad K_r = \int_{\xi'=0}^{\xi'=l_r} \frac{\xi' d\xi'}{t_{\xi'}},$$

$$L_{r-1} = \int_{\xi=0}^{\xi=l_{r-1}} \frac{\xi^2 d\xi}{t_{\xi}}, \quad L_r = \int_{\xi'=0}^{\xi'=l_r} \frac{\xi'^2 d\xi'}{t_{\xi'}},$$

daher ist:

$$E \left(\frac{c_r - c_{r-1}}{l_{r-1}} - \frac{c_{r+1} - c_r}{l_r} \right) - \frac{1}{l_{r-1}} \int_{\xi=0}^{\xi=l_{r-1}} \frac{\mathcal{M}_{\xi} \xi}{t_{\xi}} d\xi - \frac{1}{l_r} \int_{\xi'=0}^{\xi'=l_r} \frac{\mathcal{M}_{\xi'} \xi'}{t_{\xi'}} d\xi' = \frac{M_{r-1}}{l_{r-1}^2} \int_{\xi=0}^{\xi=l_{r-1}} \frac{\xi (l_{r-1} - \xi) d\xi}{t_{\xi}} + \left. \begin{aligned} &+ M_r \left(\frac{1}{l_{r-1}^2} \int_{\xi=0}^{\xi=l_{r-1}} \frac{\xi^2 d\xi}{t_{\xi}} + \frac{1}{l_r^2} \int_{\xi'=0}^{\xi'=l_r} \frac{\xi'^2 d\xi'}{t_{\xi'}} \right) + \frac{M_{r+1}}{l_r^2} \int_{\xi'=0}^{\xi'=l_r} \frac{\xi' (l_r - \xi') d\xi'}{t_{\xi'}} \end{aligned} \right\} . . . 23).$$

2. Das Trägheitsmoment ist constant.

Hiefür wird:

$$K_{r-1} = \frac{l_{r-1}^2}{2t}, \quad K_r = \frac{l_r^2}{2t}; \quad L_{r-1} = \frac{l_{r-1}^3}{3t}, \quad L_r = \frac{l_r^3}{3t}$$

und

$$E t \left(\frac{c_r - c_{r-1}}{l_{r-1}} - \frac{c_{r+1} - c_r}{l_r} \right) - \frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} (\Omega) - \frac{1}{l_r} \sum_0^{l_r} (\Omega') \left. \begin{aligned} &= \frac{1}{6} M_{r-1} l_{r-1} + \frac{1}{3} (l_{r-1} + l_r) M_r + \frac{1}{6} M_{r+1} l_r \end{aligned} \right\} . 24).$$

Unter Berücksichtigung isolirter Lasten (Fig. 6) ist:

$$\sum_0^{l_{r-1}} (\Omega) = \int_{\xi=0}^{\xi=l_{r-1}} \mathcal{M}_{\xi} \xi d\xi = \int_{\xi=0}^{\xi=a_1} \mathcal{M}_{\xi} \xi d\xi + \int_{\xi=a_1}^{\xi=a_2} \mathcal{M}_{\xi} \xi d\xi + \dots + \int_{\xi=a_n}^{\xi=l_{r-1}} \mathcal{M}_{\xi} \xi d\xi,$$

und da

$$\mathcal{M}_{\xi} = \frac{\xi}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} P (l_{r-1} - a) - \sum_0^{\xi} P (\xi - a),$$

so ist

$$\begin{aligned} \int_{\xi=0}^{\xi=a_1} \mathcal{M}_{\xi} \xi d\xi &= \frac{\sum_0^{l_{r-1}} P (l_{r-1} - a)}{l_{r-1}} \int_{\xi=0}^{\xi=a_1} \xi^2 d\xi - \int_{\xi=0}^{\xi=a_1} \sum_0^{\xi} P (\xi - a) \xi d\xi \\ &= \frac{\sum_0^{l_{r-1}} P (l_{r-1} - a)}{l_{r-1}} \frac{a_1^3}{3} - \int_{\xi=0}^{\xi=a_1} \sum_0^{\xi} P \xi^2 d\xi + \int_{\xi=0}^{\xi=a_1} \sum_0^{\xi} P a \xi d\xi. \end{aligned}$$

Innerhalb der Strecke a_1 ist $\sum_0^{\xi} P = 0$, somit:

$$\int_{\xi=0}^{\xi=a_1} \sum_0^{\xi} P \cdot \xi^2 \cdot d\xi = 0, \quad \int_{\xi=0}^{\xi=a_1} \sum_0^{\xi} P a \cdot \xi d\xi = 0, .$$

daher:

$$\begin{aligned} \int_{\xi=0}^{\xi=a_1} \mathcal{M}_{\xi} \xi d\xi &= \frac{\sum_0^{l_{r-1}} P (l_{r-1} - a)}{l_{r-1}} \cdot \frac{a_1^3}{3}, \\ \int_{\xi=a_1}^{\xi=a_2} \mathcal{M}_{\xi} \xi d\xi &= \frac{\sum_0^{l_{r-1}} P (l_{r-1} - a)}{l_{r-1}} \int_{\xi=a_1}^{\xi=a_2} \xi^2 d\xi - \int_{\xi=a_1}^{\xi=a_2} \sum_{\xi=a_1}^{\xi} P (\xi - a) \cdot \xi d\xi \\ &= \frac{\sum_0^{l_{r-1}} P (l_{r-1} - a)}{l_{r-1}} \cdot \frac{a_2^3 - a_1^3}{3} - \\ &\quad - \int_{\xi=a_1}^{\xi=a_2} \sum_{\xi=a_1}^{\xi} P \cdot \xi^2 d\xi + \int_{\xi=a_1}^{\xi=a_2} \sum_{\xi=a_1}^{\xi} P a \cdot \xi d\xi \\ &= \frac{\sum_0^{l_{r-1}} P (l_{r-1} - a)}{l_{r-1}} \cdot \frac{a_2^3 - a_1^3}{3} - \\ &\quad - P_1 \frac{a_2^3 - a_1^3}{3} + P_1 a_1 \frac{a_2^2 - a_1^2}{2}. \end{aligned}$$

*) Vergleiche hierüber: Winkler's „Vorträge über Brückenbau“. Theorie der Brücken, I. Heft, 2. Auflage, 1875.

Ebenso folgt:

$$\int_{\xi=a_1}^{\xi=a_n} \mathfrak{M}_{\xi} \xi d\xi = \frac{\sum_0^{l_{r-1}} P(l_{r-1} - a)}{l_{r-1}} \cdot \frac{a^3 - a^2}{3} - (P_1 + P_2) \frac{a^3 - a^2}{3} + (P_1 a_1 + P_2 a_2) \frac{a^2 - a^1}{2}$$

$$\dots$$

$$\int_{\xi=a_n}^{\xi=l_{r-1}} \mathfrak{M}_{\xi} \xi d\xi = \frac{\sum_0^{l_{r-1}} P(l_{r-1} - a)}{l_{r-1}} \cdot \frac{l_{r-1}^3 - a_n^3}{3} - (P_1 + P_2 + \dots + P_n) \frac{l_{r-1}^3 - a_n^3}{3} + (P_1 a_1 + P_2 a_2 + \dots + P_n a_n) \frac{l_{r-1}^2 - a_n^2}{2}$$

Mithin ist:

$$\begin{aligned} \sum_0^{l_{r-1}} \Omega &= \frac{l_{r-1}^2}{3} \sum_0^{l_{r-1}} P(l_{r-1} - a) - \frac{1}{3} \sum_0^{l_{r-1}} P \cdot (l_{r-1}^3 - a_n^3) + \frac{1}{2} \sum_0^{l_{r-1}} P a (l_{r-1} - a^2) \\ &= \frac{1}{6} \sum_0^{l_{r-1}} P(l_{r-1} - a) [2 l_{r-1}^2 - 2 (l_{r-1}^3 + a l + a^2) + 3 a (l_{r-1} + a)] \\ &= \frac{1}{6} \sum_0^{l_{r-1}} P a (l_{r-1}^2 - a^2). \end{aligned}$$

Analog ergibt sich für:

$$\sum_0^l \Omega' = \frac{1}{6} \sum_0^l P' a' (l_r^2 - a'^2),$$

somit übergeht Gleichung 24) in:

$$Et \left(\frac{c_r - c_{r-1}}{l_{r-1}} - \frac{c_{r+1} - c_r}{l_r} \right) - \frac{1}{l_{r-1}} \sum_0^{l_{r-1}} P a (l_{r-1}^2 - a^2) - \frac{1}{l_r} \sum_0^l P' a' (l_r^2 - a'^2) = M_{r-1} \cdot l_{r-1} + 2 (l_{r-1} + l_r) M_r + M_{r+1} l_r \dots 25).$$

Gleichung 25) wurde in etwas anderer Form zuerst von Professor Weyrauch aufgestellt*).

3. Die Belastung ist gleichmässig mit q_{r-1} , beziehungsweise q_r per Längeneinheit des Trägers vertheilt.

Dann ist

$$\sum_0^{l_{r-1}} \Omega = \frac{q}{2} \int_0^{l_{r-1}} \left(l_{r-1} \xi - \frac{\xi^2}{2} \right) \xi d\xi = \frac{1}{24} q l_{r-1}^3,$$

und analog

$$\sum_0^l \Omega = \frac{1}{24} q l_r^3.$$

Demnach wird:

$$\left. \begin{aligned} Et \left(\frac{c_r - c_{r-1}}{l_{r-1}} - \frac{c_{r+1} - c_r}{l_r} \right) - \frac{1}{4} q_{r-1} l_{r-1}^3 - \frac{1}{4} q_r l_r^3 &= \\ = M_{r-1} \cdot l_{r-1} + 2 (l_{r-1} + l_r) M_r + M_{r+1} \cdot l_r \end{aligned} \right\} 26).$$

Letzte Gleichung ist unter dem Namen der Clapeyron'schen Relation bekannt.

Beispiel.

Für die von uns im XXVII. Jahrgange dieser Zeitschrift beschriebene Elbebrücke der österreichischen Nordwestbahn bei Tetschen seien die absoluten positiven und negativen Maximalmomente mit Rücksicht auf die Veränderlichkeit der Querschnitte zu berechnen.

Die Brückenträger sind Gitterbalken, welche continuirlich zwei Oeffnungen von je 100·0m Stützweite überspannen.

Die Trägerquerschnitte sind stufenweise veränderlich, wie dies aus den aufgetragenen Trägheitsmomenten derselben in Fig. 8 ersichtlich gemacht ist.

Das Eigengewicht der Eisen-Construction und jenes der Fahrbahn beträgt pro Träger und laufendes Meter

$$g = 2.4 \text{ Tonnen.}$$

*) Vergleiche Weyrauch's: „Allgemeine Theorie und Berechnung der continuirlichen und einfachen Träger“ etc. B. G. Teubner in Leipzig, 1874.

Die zufällige, gleichmässig vertheilt gedachte Belastung ist mit

$$p = 2.0 \text{ Tonnen}$$

pro laufendes Meter eines Trägers bestimmt.

Zur Berechnung des Momentes über der Mittelstütze dient die Gleichung 22), welche mit Rücksicht auf den Umstand, dass die Stützen in einer Geraden liegen und die Strecken mit constanten Querschnitten symmetrisch gegen die Mittelstütze angeordnet sind, in die einfache Form:

$$-\frac{1}{l} \sum_0^l \left(\frac{\Omega}{t} \right) - \frac{1}{l} \sum_0^l \left(\frac{\Omega'}{t} \right) = \frac{M_1}{l^2} (L + L)$$

übergeht, woraus dann folgt:

$$M_1 = -\frac{1}{2} \frac{l}{L} \left[\sum_0^l \left(\frac{\Omega}{t} \right) + \sum_0^l \left(\frac{\Omega'}{t} \right) \right].$$

Zunächst ist nun der von der Belastung unabhängige Werth L zu berechnen.

Nach Gleichung 21) ist:

$$L = \sum \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^2}{3} + \sum \Delta \cdot \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=n}$$

Nachfolgende Tabelle enthält die bezüglichen Rechnungsergebnisse zusammengestellt.

m	Δ_m	t_m	$\sum \Delta^{m-1}$	$\sum \Delta^m$	$\frac{\Delta_m^3}{3}$	$\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^2}{3} + \sum \Delta \cdot \sum \Delta \right)$
1	16.2	2.06	0.0	16.2	87.48	687.95
2	3.8	2.32	16.2	20.0	4.81	538.57
3	33.6	2.75	20.0	53.6	376.32	17695.83
4	7.4	2.32	53.6	61.0	18.25	10501.74
5	21.2	2.06	61.0	82.2	149.81	53144.18
6	6.6	2.32	82.2	88.8	14.52	20806.72
7	1.6	2.75	88.8	90.4	0.85	4671.05
8	4.7	3.09	90.4	95.1	7.36	13087.59
9	1.6	3.60	95.1	96.7	0.85	4087.56
10	3.8	3.95	96.7	100.0	3.63	8081.76
						$L = 133302.95$

Somit ist:

$$M_1 = -\frac{1}{2} \times \frac{100 \left[\sum_0^1 \left(\frac{\Omega}{t} \right) + \sum_0^1 \left(\frac{\Omega'}{t} \right) \right]}{133302.95}$$

Für die verschiedenen Belastungsfälle sind jetzt die Werthe $\sum \frac{\Omega}{t}$ zu ermitteln. Im Allgemeinen würde daher die der Belastung entsprechende Momentencurve für den Einzelträger gleicher Spannweite aufzutragen sein, die Momentenfläche durch Verticale in angemessen breite Lamellen eingetheilt und die statischen Momente dieser Flächenstreifen in Bezug zur linken, respective rechten Stützenverticalen berechnet werden, worauf nach Bildung der Quotienten $\frac{\Omega}{t}$ die Aufstellung der Summen zu erfolgen hätte.

Bei Voraussetzung gleichmässig vertheilter Belastung ist die Momentencurve eine Parabel, deren Gleichung:

$$M_{\xi} = \frac{q}{2} (l\xi - \xi^2),$$

und es ist für den m^{ten} Flächenstreifen:

$$\begin{aligned} \Omega_m &= \frac{q}{2} \int_{\xi=\sum_{\Delta}^{m-1}}^{\xi=\sum_{\Delta}^m} (l\xi - \xi^2) \cdot \xi \, d\xi = \\ &= \frac{q}{24} \left\{ 4l \left[(\sum_{\Delta}^m)^3 - (\sum_{\Delta}^{m-1})^3 \right] - 3 \left[(\sum_{\Delta}^m)^4 - (\sum_{\Delta}^{m-1})^4 \right] \right\}, \end{aligned}$$

so dass die Berechnung auch in einfacher Weise direct durchgeführt werden kann.

Da zur Ermittlung der absoluten Maximalmomente Belastungen, die sich über das ganze Tragfeld erstrecken, zu Grunde zu legen sind, wir es also stets mit voller Feldbelastung zu thun haben werden, so ist es zweckmässig zunächst den Werth $\sum_0^1 \left(\frac{\Omega}{t} \right) = \frac{q}{24} \sum_{m=1}^{m=10} \left\{ 4l \left[(\sum_{\Delta}^m)^3 - (\sum_{\Delta}^{m-1})^3 \right] - 3 \left[(\sum_{\Delta}^m)^4 - (\sum_{\Delta}^{m-1})^4 \right] \right\} \Big|_{t_m}^{m=10}$ zu ermitteln.

In folgender Tabelle sind die bezüglichen Werthe zum Behufe der Summenbildung zusammengestellt.

m	t_m	\sum_{Δ}^{m-1}	\sum_{Δ}^m	$4l \left[(\sum_{\Delta}^m)^3 - (\sum_{\Delta}^{m-1})^3 \right] - 3 \left[(\sum_{\Delta}^m)^4 - (\sum_{\Delta}^{m-1})^4 \right] \Big _{t_m}$
1	2.06	0.0	16.2	725236.7
2	2.32	16.2	20.0	528453.6
3	2.75	20.0	53.6	12405296.7
4	2.32	53.6	61.0	5353582.4
5	2.06	61.0	82.2	17449204.9
6	2.32	82.2	88.8	3599179.9
7	2.75	88.8	90.4	582680.5
8	3.09	90.4	95.1	1132388.9
9	3.60	95.1	96.7	200889.9
10	3.95	96.7	100.0	158229.5
$\sum \left\{ 4l \left[(\sum_{\Delta}^m)^3 - (\sum_{\Delta}^{m-1})^3 \right] - 3 \left[(\sum_{\Delta}^m)^4 - (\sum_{\Delta}^{m-1})^4 \right] \right\} \Big _{t_m}^{m=10} = 42135143.0$				

$$\sum_0^1 \left(\frac{\Omega}{t} \right) = \frac{q}{24} \times 42135143 = 1755631 \, q,$$

ebenso ist:

$$\sum_0^1 \left(\frac{\Omega'}{t} \right) = 1755631 \, q.$$

Um das absolute Maximum der negativen Momente, welches über der Mittelstütze bei Belastung beider Tragfelder

eintritt, zu ermitteln, haben wir $q = 2.0 + 2.4 = 4.4$ Tonnen zu setzen, und es wird:

$$\begin{aligned} M_1 &= -\frac{1}{2} \times \frac{100 \times 2 \times 1755631 \times 4.4}{133302.95} = \\ &= -5794.9 \text{ Tonnen-Meter.} \end{aligned}$$

Unter Annahme constanter Trägerquerschnitte würde:

$$\begin{aligned} M_1 &= -\frac{1}{8} q l^2 = -\frac{1}{8} \times 4.4 \times 10000 = \\ &= -5500 \text{ Tonnen-Meter} \end{aligned}$$

sich ergeben, so dass in dem vorliegenden Falle das Stützenmoment, in Folge der Veränderlichkeit der Querschnitte, um 5.3% vergrößert erscheint.

Das absolute Maximum der positiven Momente tritt unter voller Belastung des einen Trägerfeldes auf, während das zweite Feld ohne zufällige Last — blos mit dem Eigengewichte behaftet — bleibt.

Es ist im belasteten linken Felde:

$q = g + p = 2.0 + 2.4 = 4.4$ Tonnen, im unbelasteten:

$$q = g = 2.4 \text{ Tonnen,}$$

hiernach:

$$\sum_0^1 \left(\frac{\Omega}{t} \right) = 1755631 \times 4.4 = 7724776.4$$

und

$$\sum_0^1 \left(\frac{\Omega'}{t} \right) = 1755631 \times 2.4 = 4213514.4,$$

daher:

$$\begin{aligned} M_1 &= -\frac{1}{2} \times \frac{100 (7724776.4 + 4213514.4)}{133302.9} = \\ &= -4477.8 \text{ Tonnen-Meter.} \end{aligned}$$

Der Stützendruck auf die linke Endstütze A findet sich mit:

$$A = \frac{M}{l} + \frac{q l}{2} = -44.78 + 4.4 \times 50 = 175.2 \text{ Tonnen.}$$

Die Abscisse des Maximalmomentes ist:

$$x_0 = \frac{A}{q} = \frac{175.2}{4.4} = 39.82^m,$$

und das Maximalmoment selbst:

$$M_{x_0} = \frac{1}{2} \cdot A \cdot x_0 = \frac{1}{2} \times 175.2 \times 39.82 = +3488.2 \text{ Ton.-Met.}$$

Bei Annahme constanten Querschnittes würde:

$$M_1 = -\frac{1}{16} (g+q) l^2 = -\frac{1}{16} \times 6.8 \times 10000 = -4250 \text{ Ton.-Met.,}$$

$$A = -42.5 + 4.4 \times 50 = 177.5 \text{ Tonnen,}$$

$$x_0 = \frac{177.5}{4.4} = 40.34^m$$

und

$$M_{x_0} = \frac{1}{2} \times 177.5 \times 40.34 = +3580.17 \text{ Tonnen-Meter.}$$

Das absolute positive Maximalmoment wird demnach hier, unter Voraussetzung constanten Querschnittes, um 2.5% grösser ausfallen, als mit Rücksicht auf die Veränderlichkeit der Querschnitte.

In Fig. 8 sind die Momente unter Einfluss des Eigengewichtes und der zufälligen Belastung — diese mit Rücksicht auf maximale Momente — gesondert aufgetragen, und ist durch Summierung derselben die „Hüllcurve der Maximalmomente“ gebildet worden.

Für das Auftragen der Momentencurven ist es vorteilhaft, nach Berechnung der einem Belastungsfall entsprechenden Stützenmomente, diese auf den Stützenverticalen aufzutragen, und über der diese Momentenpunkte verbindenden Geraden — „der Schlusslinie“ — nun die Momentencurve des Einzelträgers zu verzeichnen. Ist totale gleichmässige Belastung des Tragfeldes vorhanden, so ist es zweckmässig, die Momentenparabel über der Abscissen-Axe zu verzeichnen und die Parabel-Ordinaten von jenen Geraden aus aufzutragen. Für partielle Belastungen, wie solche zur Ermittlung insbesondere der maximalen negativen Momente zwischen Fixpunkt und Stütze erforderlich sind, ist der Verlauf der Momentencurve über dem unbelasteten Theil geradlinig und für den Einzelträger leicht bestimmbar; es ist daher nach Auftragung der Stützenmomente und der Schlusslinie die Momenten-Ordinate für das betreffende Last-Ende von dieser Geraden aus zu übertragen und der so erhaltene Punkt mit dem Stützen-Momentenpunkt zu verbinden. Es stellt diese Gerade eine Tangente an die Hüllcurve der Maximalmomente in Folge der zufälligen Last dar. Meist wird es genügen, eine oder zwei derartige Tangenten zu verzeichnen, um anschliessend an den bereits gefundenen Werth des absoluten Maximalmomentes über der Stütze und den gerad-

linigen Verlauf der Momentencurve bei unbelastetem Träger die Hüllcurve — „in Folge der zufälligen Last“ — genau genug bestimmen zu können.

Im Anschlusse an das vorangehende Beispiel, sei die weitere Aufgabe gestellt, die Grösse der Einsenkung unter der zufälligen Last für den eben berechneten Träger zu ermitteln.

Nach Gleichung 6) ist:

$$y = \frac{1}{E} \left[\frac{x}{l} \sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t} \right) - \sum_0^x \left(\frac{\mu}{t} \right) \right].$$

Wir nehmen zuerst an, dass das eine Tragfeld mit der zufälligen Last p per Längeneinheit belastet, das zweite Feld jedoch unbelastet sei, und bestimmen für diesen Belastungsfall die Grösse der Einsenkung für die Abscisse x .

Die Gleichung der Momentencurve des linken belasteten Feldes ist:

$$M_\xi = A\xi - \frac{p\xi^2}{2};$$

wenn A der linke Stützendruck.

Demnach ist für den m^{ten} Flächenstreifen in $\sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t} \right)$:

$$\mu_m = \int_{\xi=\sum_0^{m-1} \Delta}^{\xi=\sum_0^m \Delta} \left(A\xi - \frac{p\xi^2}{2} \right) (l - \xi) d\xi = \frac{A}{6} \left\{ 3l \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^2 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^2 \right] - 2 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^3 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^3 \right] \right\} - \frac{p}{24} \left\{ 4l \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^2 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^2 \right] - 3 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^3 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^3 \right] \right\}.$$

Für vorliegenden Belastungsfall ist:

$$M_1 = -\frac{1}{2} \times \frac{100 \sum_0^1 \frac{\Omega}{t}}{133302.9},$$

$$\sum_0^1 \left(\frac{\Omega}{t} \right) = 1755631 p$$

und für $p = 2.0$ Tonnen:

$$M_1 = -1317.02 \text{ Tonnen-Meter,}$$

womit:

$$A = -13.17 + \frac{2 \times 100}{2} = +86.83 \text{ Tonnen,}$$

mithin:

$$\mu_m = 14.47 \left\{ 300 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^2 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^2 \right] - 2 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^3 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^3 \right] \right\} - \frac{1}{12} \left\{ 400 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^2 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^2 \right] - 3 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^3 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^3 \right] \right\}.$$

Für $\sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t} \right)$ wird für den m^{ten} Flächenstreifen:

$$\mu_m = \int_{\xi=\sum_0^{m-1} \Delta}^{\xi=\sum_0^m \Delta} \left(A\xi - \frac{p\xi^2}{2} \right) (x - \xi) d\xi = \frac{A}{6} \left\{ 3x \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^2 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^2 \right] - 2 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^3 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^3 \right] \right\} - \frac{p}{24} \left\{ 4x \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^2 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^2 \right] - 3 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^3 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^3 \right] \right\},$$

also speciell mit $A = 86.83$ Tonnen:

$$\mu_m = 14.47 \left\{ 3x \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^2 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^2 \right] - 2 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^3 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^3 \right] \right\} - \frac{1}{12} \left\{ 4x \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^2 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^2 \right] - 3 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^3 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^3 \right] \right\}$$

und

$$\sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t} \right) = 14.47 \sum \left\{ \frac{300 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^2 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^2 \right] - 2 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^3 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^3 \right]}{t_m} \right\}_{m=1}^{m=10} - \frac{1}{12} \sum \left\{ \frac{400 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^2 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^2 \right] - 3 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^3 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^3 \right]}{t_m} \right\}_{m=1}^{m=10}$$

m	t_m	$\sum_0^{m-1} \Delta$	$\sum_0^m \Delta$	$\frac{300 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^2 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^2 \right] - 2 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^3 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^3 \right]}{t_m}$	$\frac{400 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^2 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^2 \right] - 3 \left[\left(\sum_0^m \Delta \right)^3 - \left(\sum_0^{m-1} \Delta \right)^3 \right]}{t_m}$
1	2.06	0.0	16.2	34091.7	725236.7
2	2.32	16.2	20.0	14556.5	528453.6
3	2.75	20.0	53.6	163602.4	12405296.7
4	2.32	53.6	61.0	46737.6	5353582.4
5	2.06	61.0	82.2	123247.3	17449204.9
6	2.32	82.2	88.8	21099.2	3599179.9
7	2.75	88.8	90.4	3252.2	582680.5
8	3.09	90.4	95.1	6120.0	1132388.9
9	3.60	95.1	96.7	1047.9	200889.9
10	3.95	96.7	100.0	808.9	158229.5
				414563.7	42135143.0

$$\sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t} \right) = 14.47 \times 414563.7 - \frac{1}{12} \times 42135143.0 = 5998736.7 - 3511261.9 = 2487474.8$$

$$\sum_0^x \left(\frac{\mu}{t} \right) = 14.47 \sum \left\{ \frac{3x[(\sum \Delta)^2 - (\sum \Delta)^2] - 2[(\sum \Delta)^3 - (\sum \Delta)^3]}{t_m} \right\}_{m=1}^{m=z} - \frac{1}{12} \sum \left\{ \frac{4x[(\sum \Delta)^3 - (\sum \Delta)^3] - 3[(\sum \Delta)^4 - (\sum \Delta)^4]}{t_m} \right\}_{m=1}^{m=z}$$

wobei z dem Zeiger jener Stufe entspricht, innerhalb welcher x liegt, und wofür $\sum \Delta = x$ wird.

In unserem Falle nehmen wir $x = 40.5^m$ an, somit würde $z = 3$ einzuführen sein.

m	t_m	$\sum \Delta^{m-1}$	$\sum \Delta^m$	$\frac{121.5[(\sum \Delta)^2 - (\sum \Delta)^2] - 2[(\sum \Delta)^3 - (\sum \Delta)^3]}{t_m}$	$\frac{162[(\sum \Delta)^3 - (\sum \Delta)^3] - 3[(\sum \Delta)^4 - (\sum \Delta)^4]}{t_m}$
1	2.06	0.0	16.2	11351.1	234040.5
2	2.32	16.2	20.0	3972.6	143826.0
3	2.75	20.0	40.5	12301.9	681607.6
				27625.6	1059474.1

$$\sum_0^x \left(\frac{\mu}{t} \right) = 14.47 \times 27625.6 - \frac{1}{12} \times 1059474.1 = 399740.98 - 88289.5 = 311451.5.$$

Daher:

$$y_{40.5} = \frac{1}{E} \left(\frac{40.5}{100} \times 2487474.8 - 311451.5 \right).$$

Wird der Elasticitäts-Modul $E = 18,000.000$, bezogen auf Quadratmeter und Tonnen, eingeführt, so ergibt sich:

$$y_{40.5} = + \frac{695975.8}{18,000.000} = + 0.0387^m = + 38.7^{mm}.$$

Bei der Belastungsprobe wurde bei dem betrachteten Belastungsfall

$$y_{40.5} = + 39.0^{mm}$$

gemessen *).

Für das unbelastete rechte Tragfeld ist die Momentencurve eine Gerade, deren Gleichung:

$$M_{\xi} = M_1 \frac{\xi}{l},$$

wenn die Abscissen von der rechten Endstütze aus, nach links positiv, gerechnet werden.

In $\sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t} \right)$ ist für den m^{ten} Flächenstreifen:

$$\mu_m = \frac{M_1}{l} \int_{\xi=\sum \Delta}^{\xi=\sum \Delta} \xi (l - \xi) d\xi =$$

$$= \frac{M_1}{6l} \left\{ 3l[(\sum \Delta)^2 - (\sum \Delta)^2] - 2[(\sum \Delta)^3 - (\sum \Delta)^3] \right\}$$

und

$$\sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t} \right) = \frac{M_1}{6l} \sum \left\{ \frac{300[(\sum \Delta)^2 - (\sum \Delta)^2] - 2[(\sum \Delta)^3 - (\sum \Delta)^3]}{t_m} \right\}_{m=1}^{m=10}$$

Ist die Biegungsordinate für die Abscisse $x = 40.5^m$ zu bestimmen, so erhält man in analoger Weise, wie vorhergehend:

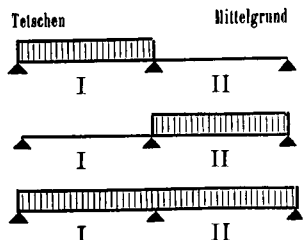
$$\sum_0^x \left(\frac{\mu}{t} \right) = \frac{M_1}{6l} \sum \left\{ \frac{121.5[(\sum \Delta)^2 - (\sum \Delta)^2] - 2[(\sum \Delta)^3 - (\sum \Delta)^3]}{t_m} \right\}_{m=1}^{m=z}$$

wo wieder $z = 3$ und hierfür $\sum \Delta = x = 40.5^m$.

Der Werth $\sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t} \right)$ findet sich mit Hinweis auf den in vorletzter Tabelle enthaltenen Summenwerth mit:

$$\sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t} \right) = \frac{M_1}{6l} \times 414563.7 = - \frac{1317.02}{600} \times 414563.7.$$

***) Resultate der Belastungsproben der Nordwestbahnbrücke über die Elbe bei Tetschen.**
(Strombrücke.)

Belastungsfall	Beobachtete Tragwand	Biegungen in Millimetern						Horizontale Seitenschwankung	
		total		bleibend		elastisch		I	II
		Feld I	Feld II	Feld I	Feld II	Feld I	Feld II		
	stromaufwärts	+ 44.0	- 14.0	+ 5.0	- 2.0	+ 39.0	- 12.0	0	0
	stromabwärts	+ 42.0	- 12.0	+ 3.0	0	+ 39.0	- 12.0	0	0
	stromaufwärts	- 12.0	+ 42.0	0	+ 3.0	- 12.0	+ 39.0	0	0
	stromabwärts	- 12.0	+ 40.0	0	+ 1.0	- 12.0	+ 39.0	0	0
	stromaufwärts	+ 30.0	+ 31.0	+ 1.0	+ 2.0	+ 29.0	+ 29.0	0	0
	stromabwärts	+ 30.0	+ 30.0	0	0	+ 30.0	+ 30.0	0	0
Schnellfahrt (2 Locomotiven und 25 beladene Schotterwagen mit 6 Meilen Geschwindigkeit).	stromaufwärts	+ 26.0	+ 19.0	0	0	+ 26.0	+ 19.0	± 5	± 6.5
		- 5.0	- 8.0			- 5.0	- 5.0		
	stromabwärts	+ 21.0	+ 18.0	0	0	+ 21.0	+ 18.0		
		- 4.0	- 6.0			- 4.0	- 6.0		

+ Einsenkungen.

- Hebungen.

Ebenso findet sich der Werth $\sum_0^x \left(\frac{\mu}{t}\right)$ mit Zuhilfenahme des bereits berechneten Summenwerthes aus der letzten Tabelle.

$$\sum_0^x \left(\frac{\mu}{t}\right) = \frac{M_1}{6l} \times 27625.6 = -\frac{1317.02}{600} \times 27625.6.$$

Demnach ist:

$$y'_{40.5} = -\frac{1317.02 \cdot 0.405 \times 414563.7 - 27625.6}{600 \cdot 18000000} = -0.01710^m = -17.1^{mm}.$$

Die Messung bei der Probelastung ergab hierfür:

$$y'_{40.5} = -12.0^{mm}.$$

Für die Belastung beider Felder hätte man für die Abscisse

$$x = 40.5^m,$$

$$y''_{40.5} = y_{40.5} + y'_{40.5} = 38.7 - 17.1 = +21.6^{mm}.$$

Die Belastungsprobe ergab diese Grösse mit:

$$y''_{40.5} = +29.0^{mm} \text{ und } 30.0^{mm} *).$$

Zum Vergleiche seien nun auch die Einsenkungen, bei Annahme constanten Querschnittes, zu berechnen. Es ist c.f., Gleichung 9), das mittlere Trägheitsmoment zu ermitteln und, dem ersten Belastungsfalle entsprechend, das Resultat des vierten Beispiels anzuwenden.

Es findet sich:

$$t_m = \frac{\sum \Delta t}{\sum \Delta} = 2.485,$$

und mit

$$y_x = \frac{q l^4}{96 E t_m} \left[3 \left(\frac{x}{l}\right) - 7 \left(\frac{x}{l}\right)^3 + 4 \left(\frac{x}{l}\right)^5 \right],$$

für

$$x = 40.5^m,$$

$$l = 100.0^m,$$

$$E = 18000000,$$

$$t_m = 2.48 \text{ auf Meter bezogen,}$$

$$q = 2.0 \text{ Tonnen}$$

ergibt sich:

$$y_{40.5} = \frac{2 \times (100)^4 \times 0.405 (3 - 7 \times 0.405^3 + 4 \times 0.405^5)}{96 \times 18000000 \times 2.485} = +0.0399^m = +39.9^{mm}.$$

Im unbelasteten Felde würde sich aus Gleichung

$$y' = -\frac{q l^4}{96 E t_m} \left[\left(\frac{x'}{l}\right) - \left(\frac{x'}{l}\right)^3 \right]$$

für $x' = 40.5^m$ ergeben:

$$y'_{40.5} = -\frac{2 \times (100)^4 \times 0.405 [1 - (0.405)^3]}{96 \times 18000000 \times 2.485} = -0.0158^m = -15.8^{mm}.$$

Unter gleichzeitiger Belastung beider Felder würde dann folgen:

$$y''_{40.5} = +39.9 - 15.8 = +24.1^{mm}.$$

Zur Bestimmung des Ortes der maximalen Einbiegung kann man in folgender Weise gelangen.

*) Die Uebereinstimmung des derart berechneten Werthes y mit jenem der Messung, dagegen die auffallende Differenz der gerechneten y' und y'' gegenüber den beobachteten findet in der Regel bei continuirlichen Gitterbalken statt. Der Grund dieser Differenzen ist in der Vernachlässigung des Einflusses der Wandglieder auf die Trägerdeformation zu suchen. Insbesondere kommt hierbei auch der Umstand zur Geltung, dass über der Mittelstütze — in Folge der Längenänderungen der Gitterstäbe — eine schärfere Biegung der Gurte an und für sich auftritt, wodurch die Grösse der Biegungsordinaten alterirt werden muss.

Nach Gleichung 2) ist:

$$\frac{dy}{dx} = \tau - \frac{1}{E} \sum_0^x \left(\frac{\varphi}{t}\right),$$

und mit dem Werthe

$$\tau = \frac{1}{El} \sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t}\right)$$

aus Gleichung 4) wird:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{El} \sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t}\right) - \frac{1}{E} \sum_0^x \left(\frac{\varphi}{t}\right);$$

für das Maximum der Biegungs-Ordinate ist:

$$\frac{dy}{dx} = 0,$$

somit die Bedingung:

$$\frac{1}{l} \sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t}\right) - \sum_0^x \left(\frac{\varphi}{t}\right) = 0.$$

Ist nun

$$\frac{1}{l} \sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t}\right) - \sum_0^{m-1} \left(\frac{\varphi}{t}\right)$$

positiv, und

$$\frac{1}{l} \sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t}\right) - \sum_0^m \left(\frac{\varphi}{t}\right)$$

negativ, so liegt x im m^{ten} Flächenstreifen.

Es ist dann:

$$\begin{aligned} \sum_0^x \left(\frac{\varphi}{t}\right) &= \frac{\varphi_1}{t_1} + \frac{\varphi_2}{t_2} + \dots + \frac{\varphi_{m-1}}{t_{m-1}} + \frac{\varphi_x}{t_m} = \\ &= \sum_0^{m-1} \left(\frac{\varphi}{t}\right) + \frac{\varphi_x}{t_m} \end{aligned}$$

und demnach

$$\frac{1}{l} \sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t}\right) - \sum_0^{m-1} \left(\frac{\varphi}{t}\right) = \frac{\varphi_x}{t_m},$$

woraus:

$$\varphi_x = t_m \left[\frac{1}{l} \sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t}\right) - \sum_0^{m-1} \left(\frac{\varphi}{t}\right) \right] = t_m \cdot C,$$

wenn

$$C = \frac{1}{l} \sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t}\right) - \sum_0^{m-1} \left(\frac{\varphi}{t}\right)$$

gesetzt wird.

Ist nun beispielsweise die Belastung gleichmässig vertheilt, so ist für das erste Tragfeld:

$$\varphi_x = \int_{\xi=\sum_0^{m-1}}^{\xi=x} M_{\xi} d\xi = \int_{\xi=\sum_0^{m-1}}^{\xi=x} \left(A\xi - q \frac{\xi^2}{2} \right) d\xi,$$

wenn A den linken Stützendruck des ersten Feldes bedeutet,

$$\begin{aligned} &= \frac{A}{2} [x^2 - (\sum_0^{m-1} \Delta)^2] - \frac{q}{6} [x^3 - (\sum_0^{m-1} \Delta)^3] \\ &= \frac{A}{2} x^2 - \frac{q}{6} x^3 - \frac{A}{2} (\sum_0^{m-1} \Delta)^2 + \frac{q}{6} (\sum_0^{m-1} \Delta)^3 \end{aligned}$$

$$\varphi_x = \frac{A}{2} x^2 - \frac{q}{6} x^3 - \frac{A}{2} (\sum_0^{m-1} \Delta)^2 + \frac{q}{6} (\sum_0^{m-1} \Delta)^3 = t_m \cdot C,$$

woraus:

$$3 \frac{A}{q} x^2 - x^3 = \frac{6 t_m C}{q} + 3 \frac{A}{q} (\sum_0^{m-1} \Delta)^2 - (\sum_0^{m-1} \Delta)^3.$$

Da nun $\frac{A}{q} = x_0$ der Abscisse des maximalen positiven

Biegunsmomentes entspricht, so kann man die Gleichung auch schreiben:

$$3 x_0 x^2 - x^3 = \frac{6 t_m C}{q} + 3 x_0 (\sum_0^{m-1} \Delta)^2 - (\sum_0^{m-1} \Delta)^3.$$

In unserem Beispiele würde für einseitige Belastung

$$C = \frac{1}{l} \sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t} \right) - \sum_1^{m-1} \left(\frac{\varphi}{t} \right) = 24874.7 - \sum_1^2 \left(\frac{\varphi}{t} \right),$$

$$\sum_1^2 \left(\frac{\varphi}{t} \right) = \frac{\varphi_1}{t_1} + \frac{\varphi_2}{t_2} = 6878.2,$$

somit

$$C = 17996.5,$$

$$t_m = 2.75,$$

$$x_0 = 43.415^m,$$

$$\sum_1^{m-1} \Delta = 20.0^m,$$

demnach:

$$130.245 x^2 - x^3 = 148471.12 + 130.245 \times 400 - 8000 = 192569.12.$$

Dieser Gleichung entspricht der Werth:

$$x = 48.5^m.$$

Unter Annahme constanten Querschnittes würde:

$$\frac{1}{l} \sum_0^1 \mu - \sum_0^x \varphi = 0,$$

und bei gleichmässiger Belastung des einen Tragfeldes:

$$\frac{1}{l} \sum_0^1 \mu = 62500; A = \frac{7}{16} q l,$$

$$M_1 = -\frac{1}{16} q l^2, q = 2.0 \text{ Tonnen},$$

$$\sum_0^x \varphi = \int_{\xi=0}^{\xi=x} \left(A \xi - \frac{q \xi^2}{2} \right) d\xi = \frac{A x^2}{2} - \frac{q x^3}{6} = \frac{7}{16} l x^2 - \frac{1}{3} x^3$$

und

$$62500 = \frac{7}{16} l x^2 - \frac{x^3}{3},$$

oder

$$187500 = \frac{21}{16} l x^2 - x^3 = 131.25 x^2 - x^3.$$

Dieser Gleichung entspricht der Werth:

$$x = 47.4^m.$$

III. Der über den Stützen festgeklemmte Stab.

Aus Gleichung 4):

$$\tau = \frac{c_1 - c}{l} + \frac{1}{E l} \sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t} \right)$$

folgt

$$\sum_0^1 \left(\frac{\mu}{t} \right) = E \tau l - E (c_1 - c).$$

Mit Bezug auf die Gleichungen 17), 20) und 21) ist, wenn das Moment über der linken Stütze mit M , jenes über der rechten mit M_1 bezeichnet wird:

$$E \tau l - E (c_1 - c) - \sum_0^1 \left(\frac{\Omega'}{t} \right) = M_1 K_1 - \frac{M_1 - M}{l} \cdot L_1 \cdot 26a),$$

hierbei ist c.f. Gleichung 21):

$$K_1 = \sum \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^2}{2} + \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=v}$$

$$L_1 = \sum \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^3}{3} + \sum \Delta \cdot \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=v}$$

und sind die Zeiger m von rechts nach links fortlaufend zu nehmen.

Aus Gleichung 5) folgt in gleicher Weise:

$$E \tau l - E (c_1 - c) + \sum_0^1 \left(\frac{\Omega}{t} \right) = -MK + \frac{M - M_1}{l} \cdot L \cdot 26b),$$

wobei

$$K = \sum \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^2}{2} + \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=v}$$

$$L = \sum \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^3}{3} + \sum \Delta \cdot \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=v}$$

wo jedoch die Zeiger m von links nach rechts zu zählen sind.

Nun ist, von links gezählt, für den m^{ten} Streifen:

$$\Omega_m = \varphi_m \cdot \varepsilon_m \text{ und } \Omega'_m = \varphi_m (l - \varepsilon_m),$$

so dass

$$\Omega'_m = \Omega_m \cdot \frac{l - \varepsilon_m}{\varepsilon_m}.$$

und

$$\frac{\Omega'_m}{t_m} = \frac{\Omega_m}{t_m} \cdot \frac{l - \varepsilon_m}{\varepsilon_m},$$

somit auch

$$\sum_0^1 \left(\frac{\Omega'}{t_m} \right) = \sum_0^1 \left(\frac{\Omega}{t_m} \right) \left(\frac{l - \varepsilon}{\varepsilon} \right).$$

Für denselben Streifen ist in K der Werth

$$\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^2}{2} + \sum \Delta \right)$$

einzuführen, während in K_1 hierfür

$$\frac{\Delta_m}{t_m} \left[l - \left(\frac{\Delta_m}{2} + \sum \Delta \right) \right]$$

einzusetzen sein würde.

Demnach ist:

$$K_1 = \sum \left\{ \frac{\Delta_m}{t_m} \left[l - \left(\frac{\Delta_m}{2} + \sum \Delta \right) \right] \right\}_{m=1}^{m=v}$$

wo nun die Zeiger der m in gewöhnlicher Weise von links nach rechts zu zählen sind.

In anderer Form ist auch:

$$K_1 = l \sum \left(\frac{\Delta_m}{t_m} \right)_{m=1}^{m=v} - \sum \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^2}{2} + \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=v}$$

$$= l \sum \left(\frac{\Delta_m}{t_m} \right)_{m=1}^{m=v} - K \dots \dots \dots 27).$$

Nachdem

$$L_1 = \sum \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^3}{3} + \sum \Delta \cdot \sum \Delta \right) \right]_{m=1}^{m=v}$$

für Zählung der Zeiger m von rechts nach links gilt, und, wenn diese gleichfalls von links gegen rechts soll vorgenommen werden, statt

$$\sum \Delta, l - \sum \Delta, \text{ für } \sum \Delta \text{ nun } l - \sum \Delta$$

zu setzen sein wird, folgt:

$$L_1 = \sum \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^3}{3} + (l - \sum \Delta) (l - \sum \Delta) \right) \right]_{m=1}^{m=v}$$

$$= \sum \left[\frac{\Delta_m}{t_m} \left(\frac{\Delta_m^3}{3} + \sum \Delta \cdot \sum \Delta + l^2 - l (\sum \Delta + \sum \Delta) \right) \right]_{m=1}^{m=v}$$

$$= L + l^2 \sum \left(\frac{\Delta_m}{t_m} \right)_{m=1}^{m=v} - l \sum \left(\frac{\Delta_m}{t_m} (2 \sum \Delta + \Delta_m) \right)_{m=1}^{m=v}$$

$$= L + l^2 \sum \left(\frac{\Delta_m}{t_m} \right)_{m=1}^{m=v} - 2 K \cdot l$$

$$= L + l (K_1 - K) \dots \dots \dots 28)$$

Die Gleichungen 26 a) und 26 b) können in folgender bequemerer Form geschrieben werden:

$$\left. \begin{aligned} E(\tau l - c_1 + c) - \sum_0^1 \left(\frac{\Omega'}{t} \right) &= M_1 \left(K_1 - \frac{L_1}{l} \right) + M \frac{L_1}{l} \\ E(\tau l - c_1 + c) + \sum_0^1 \left(\frac{\Omega}{t} \right) &= -M \left(K - \frac{L}{l} \right) - M_1 \frac{L}{l} \end{aligned} \right\} 26 c).$$

Dieselben dienen zur Berechnung der Momente an den Stützen.

Specielle Fälle.

1. Der Stab sei nur über der Stütze A festgeklemt, über B jedoch frei gelagert.

Alsdann ist $M_1 = 0$ und es folgt aus der ersten der Gleichungen 26 c):

$$M = - \frac{\sum_0^1 \left(\frac{\Omega'}{t} \right) - E(\tau l - c_1 + c)}{L_1} \cdot l \dots 29).$$

Ist die Tangente an der Einspannung horizontal, also $\tau = 0$, und sind überdies die Stützen in gleicher Höhe, so dass $c = c_1$ wird, so ist:

$$M = - \frac{l}{L_1} \sum_0^1 \left(\frac{\Omega'}{t} \right) \dots 30).$$

Unter Voraussetzung constanten Querschnittes ist:

$$L_1 = \frac{l^3}{3t}$$

und

$$M = - 3 \frac{\sum_0^1 (\Omega')}{l^2} \dots 31).$$

2. Der Stab sei über beiden Stützen horizontal festgeklemt.

Alsdann ist $\tau = \tau' = 0$, und zur Bestimmung der Stützenmomente dienen dann die Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} E(c - c_1) - \sum_0^1 \left(\frac{\Omega'}{t} \right) &= M_1 \left(K_1 - \frac{L_1}{l} \right) + M \frac{L_1}{l} \\ E(c - c_1) + \sum_0^1 \left(\frac{\Omega}{t} \right) &= -M \left(K - \frac{L}{l} \right) - M_1 \frac{L}{l} \end{aligned} \right\} 32).$$

Bei gleicher Stützhöhe ist überdies $c = c_1$ und die Gleichungen gehen in die folgenden über:

$$\left. \begin{aligned} - \sum_0^1 \left(\frac{\Omega'}{t} \right) &= M_1 \left(K_1 - \frac{L_1}{l} \right) + M \frac{L_1}{l} \\ - \sum_0^1 \left(\frac{\Omega}{t} \right) &= M \left(K - \frac{L}{l} \right) + M_1 \frac{L}{l} \end{aligned} \right\} \dots 33),$$

woraus

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{+ K \sum_0^1 \left(\frac{\Omega}{t} \right) - \frac{L}{l} \left[\sum_0^1 \left(\frac{\Omega}{t} \right) + \sum_0^1 \left(\frac{\Omega'}{t} \right) \right]}{\frac{L}{l} (K + K_1) - K^2} \\ M_1 &= \frac{+ K_1 \sum_0^1 \left(\frac{\Omega}{t} \right) - \left(\frac{L}{l} - K \right) \left[\sum_0^1 \left(\frac{\Omega}{t} \right) + \sum_0^1 \left(\frac{\Omega'}{t} \right) \right]}{\frac{L}{l} (K + K_1) - K^2} \end{aligned} \right\} \dots 34)$$

folgt.

Bei constantem Querschnitte ist:

$$L = \frac{l^3}{3t} \text{ und } K = \frac{l^2}{2t},$$

dann wird

$$\left. \begin{aligned} M &= - 2 \frac{- \sum_0^1 (\Omega) + 2 \sum_0^1 (\Omega')}{l^2} \\ M_1 &= - 2 \frac{2 \sum_0^1 (\Omega) - \sum_0^1 (\Omega')}{l^2} \end{aligned} \right\} \dots 35).$$

Für gleichmässige Belastung ist:

$$\sum_0^1 (\Omega) = \sum_0^1 (\Omega') = \frac{2}{3} \times \frac{1}{8} q l^2 \times l \times \frac{l}{2} = \frac{1}{24} q l^3$$

und

$$M = M_1 = - 2 \frac{\frac{1}{12} q l^3 - \frac{1}{24} q l^3}{l^2} = - \frac{1}{12} q l^2.$$

Zusammenstellung der Bezeichnungen für den continuirlichen Träger.

x, y Coordinaten eines Punctes der Längsaxe des Trägers.

$r-1, r, r+1$ die Ordnungszahlen dreier auf einander folgenden Stützen,

c_{r-1}, c_r, c_{r+1} die Abstände der Stützpunkte unter einer Horizontalen,

l_{r-1}, l_r, l_{r+1} die Stützweiten dreier aufeinander folgenden Felder,

ξ Abscisse eines beliebigen Punctes der Momentencurve,

M_x, M_ξ die Momente für die Querschnitte in x , beziehungsweise ξ ,

M_{r-1}, M_r, M_{r+1} die Momente über den Stützen

$r-1, r$ und $r+1$,

M_ξ das statische Moment für den Querschnitt in ξ eines auf zwei Stützen frei aufruhenden Stabes,

$\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_m, \dots, \Delta_v$ aufeinander folgende Trägerstrecken constanten Querschnittes,

$t_1, t_2, \dots, t_m, \dots, t_v$ Trägheitsmomente der Trägerquerschnitte in diesen Strecken,

$\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_v$ die Momentenflächen über den Strecken $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_v$,

μ_1, μ_2, \dots die statischen Momente der Flächenstreifen $\varphi_1, \varphi_2, \dots$ in Bezug zur rechten Stützenverticalen des betrachteten Feldes,

$\Omega_1, \Omega_2, \dots, \Omega_v$ die statischen Momente der Momenten-Flächenstreifen über $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_v$, entsprechend einem Einzelträger gleicher Spannweite und Belastung, in Bezug zur linken Stützenverticalen des jeweilig betrachteten linken Feldes, und

$\Omega'_1, \Omega'_2, \dots, \Omega'_v$ die statischen Momente der Momenten-Flächenstreifen über $\Delta'_1, \Delta'_2, \dots, \Delta'_v$ eines Einzelträgers gleicher Spannweite und Belastung entsprechend dem anstossenden rechten Felde in Bezug zur rechten Stützenverticalen.

$$\Sigma \left(\frac{\varphi}{t} \right) = \frac{\varphi_1}{t_1} + \frac{\varphi_2}{t_2} + \dots + \frac{\varphi_v}{t_v},$$

$$\Sigma \left(\frac{\mu}{t} \right) = \frac{\mu_1}{t_1} + \frac{\mu_2}{t_2} + \dots + \frac{\mu_v}{t_v},$$

$$\Sigma \left(\frac{\Omega}{t} \right) = \frac{\Omega_1}{t_1} + \frac{\Omega_2}{t_2} + \dots + \frac{\Omega_v}{t_v},$$

$$\Sigma \left(\frac{\Omega'}{t} \right) = \frac{\Omega'_1}{t'_1} + \frac{\Omega'_2}{t'_2} + \dots + \frac{\Omega'_v}{t'_v},$$

$\sum_{r-1}^{l_r}$ drücken aus, dass die Summirung auf die ganze Trägerlänge l_{r-1} , beziehungsweise l_r zu erstrecken ist.

Für die jeweilig in Betracht zu ziehenden zwei nebeneinander gelegenen Tragfelder ist im linken Felde die Zählung der Indices von links nach rechts, im rechten Felde dagegen von rechts nach links angenommen.

ENTWICKLUNG DER PNEUMATISCHEN FUNDIRUNGSMETHODE.

Fig. 1.
Schachtabteufung bei Chalones.
Ing. Triger.
1840.

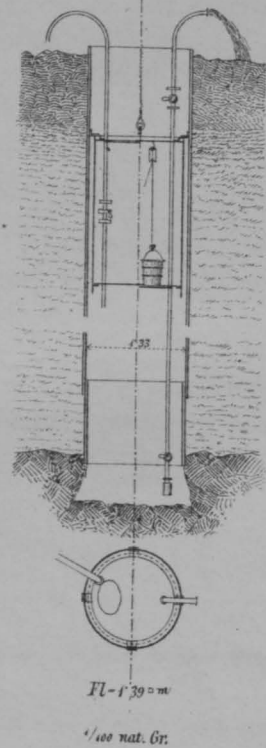


Fig. 2.
Rheinbrücke bei Mainz.
Project Pfannmüller.
1850.

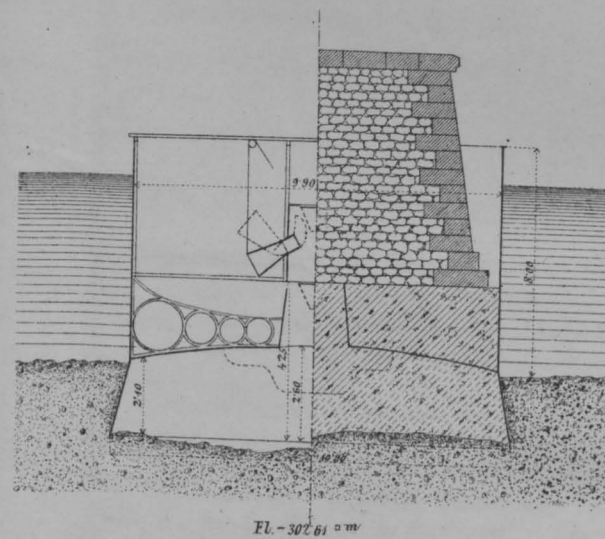


Fig. 3.
Medwaybrücke bei Rochester.
Ing. Cubitt und Hughes.
1854.

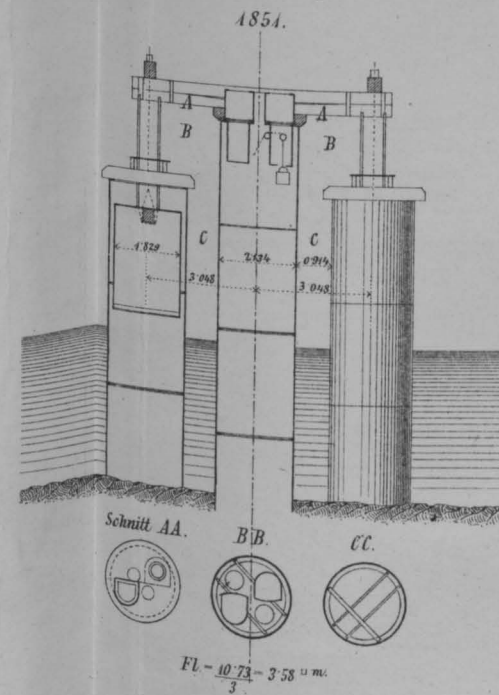


Fig. 4.
Saltashbrücke über den Tamar.
Ing. Brunel und Brereton.
1853-1855.

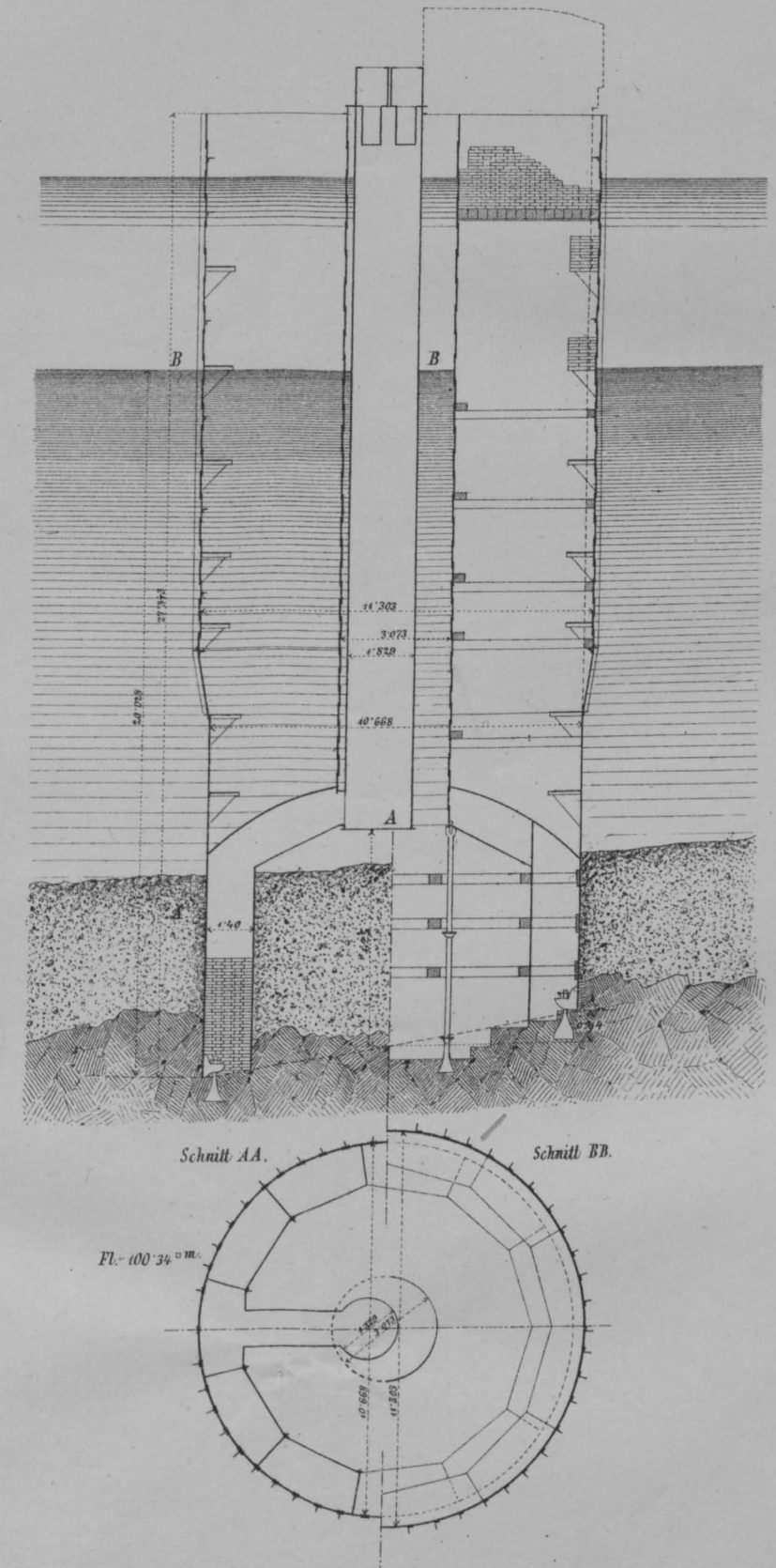
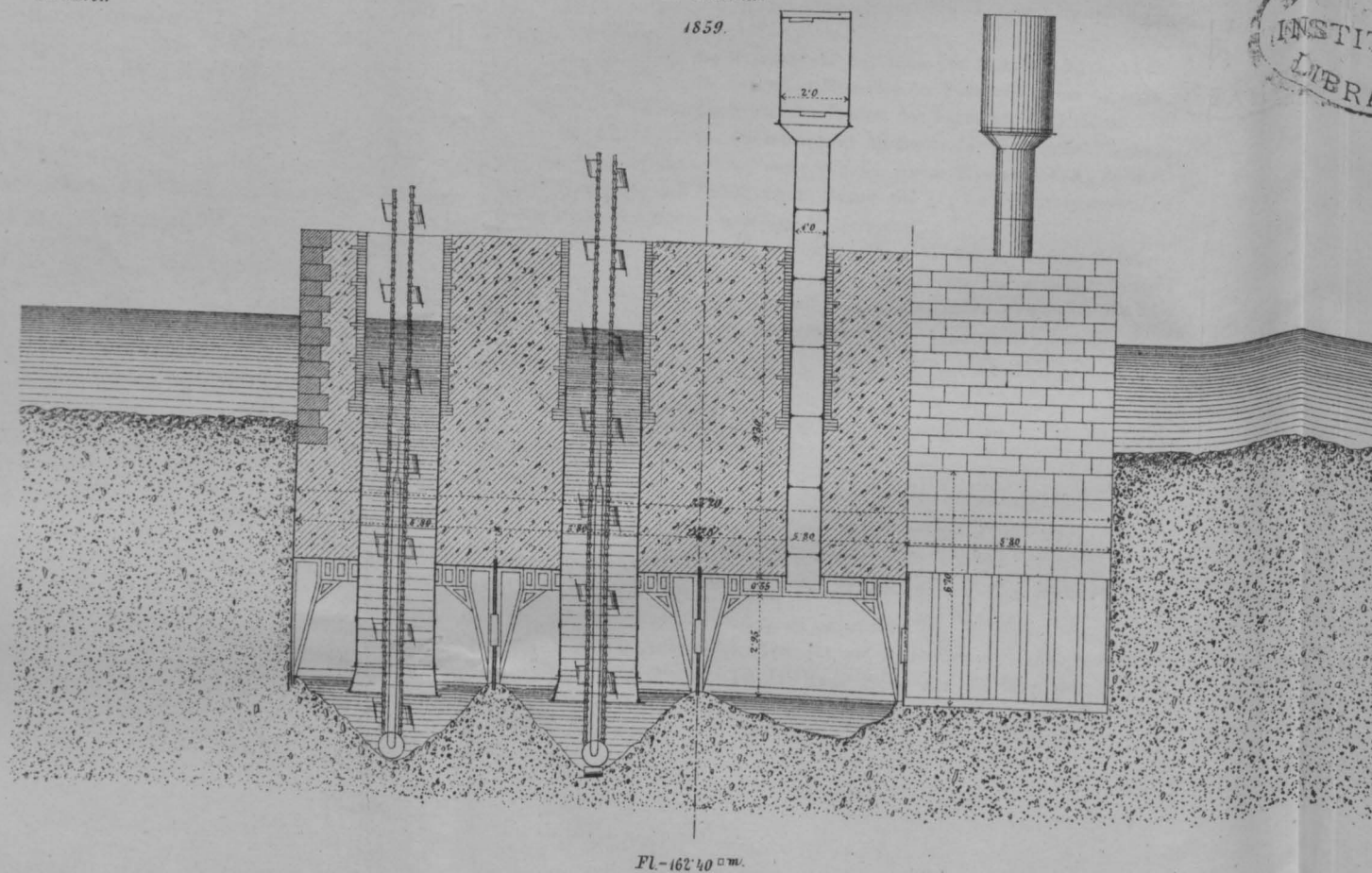
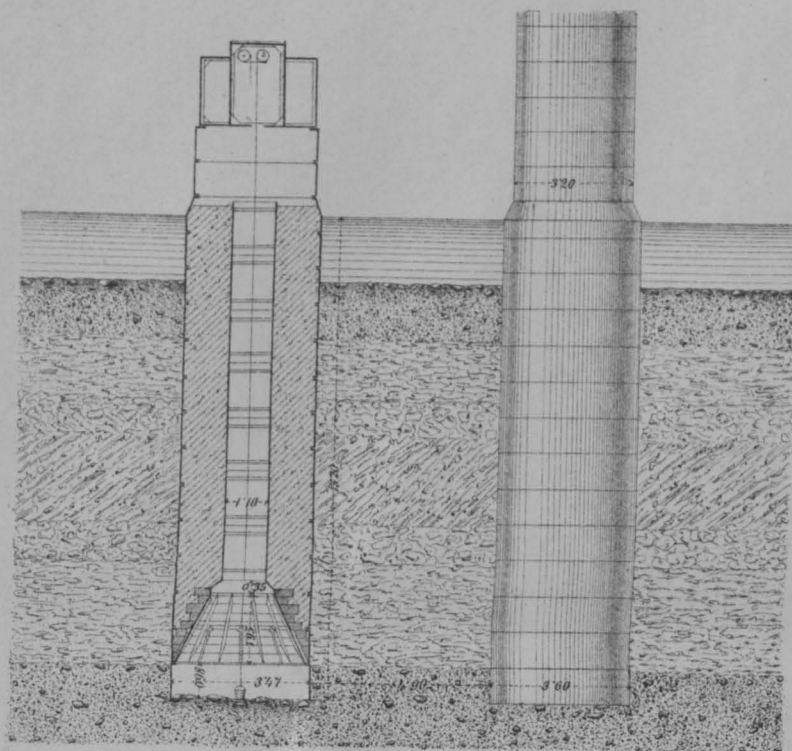


Fig. 5.
Rheinbrücke bei Kehl.
Fleur St. Denis.
1859.



Mit Ausnahme von Fig. 1. (1/100 nat. Gr.) sämtl. Figuren 1/200 nat. Gr.

Fig. 6.
Brücke bei Argenteuil.
Ing. Jullien-Castor.
1862

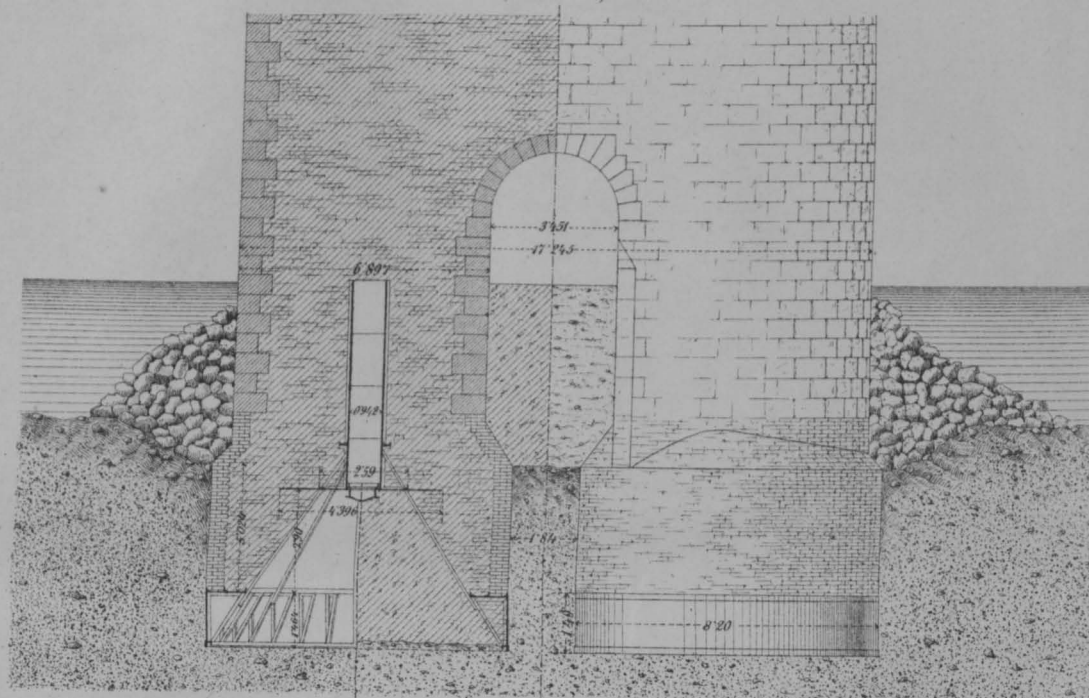


Fl = $\frac{20,36}{2} = 10,18 \text{ m}^2$

1:200 nat. Gr.

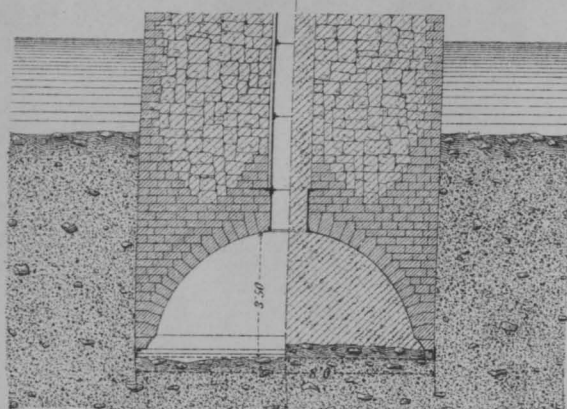
Fig. 7.
Rheinbrücke bei Düsseldorf.
Ing. Pichler.
1868.

(Ähnlich die Brücken über die Parnitz und die Oder bei Stettin 1867.)
(Ing. Stein.)



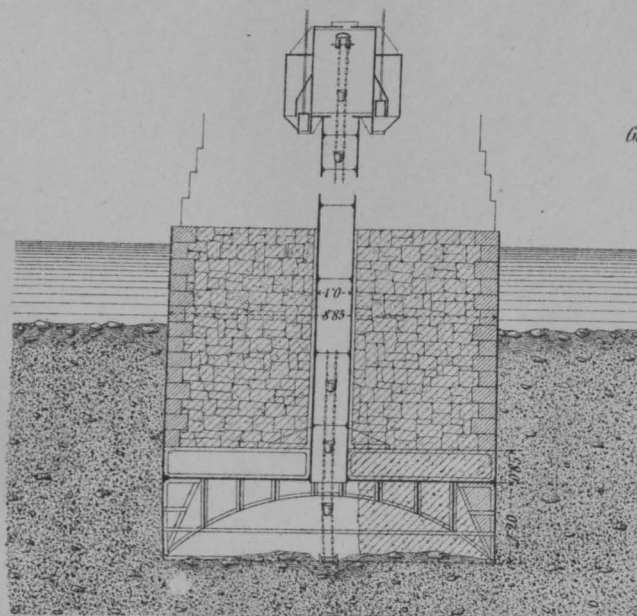
Fl = $\frac{405,62}{2} = 202,81 \text{ m}^2$

Fig. 8.
Project Gaertner.
Paris, 1869.



Fl = $50,26 \text{ m}^2$

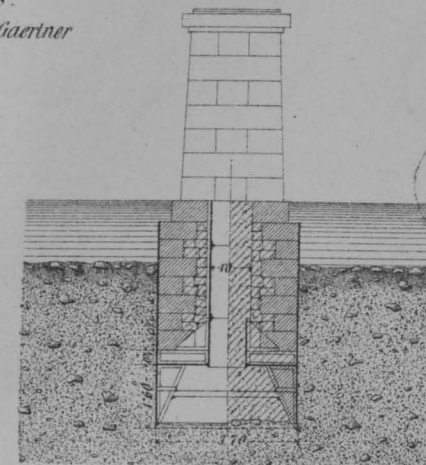
Fig. 9.
Kronprinz Rudolf-Brücke.
1871-1876.



Fl = 22360 m^2

Fig. 10.
Salzburger Staatsbrücke.
1877.

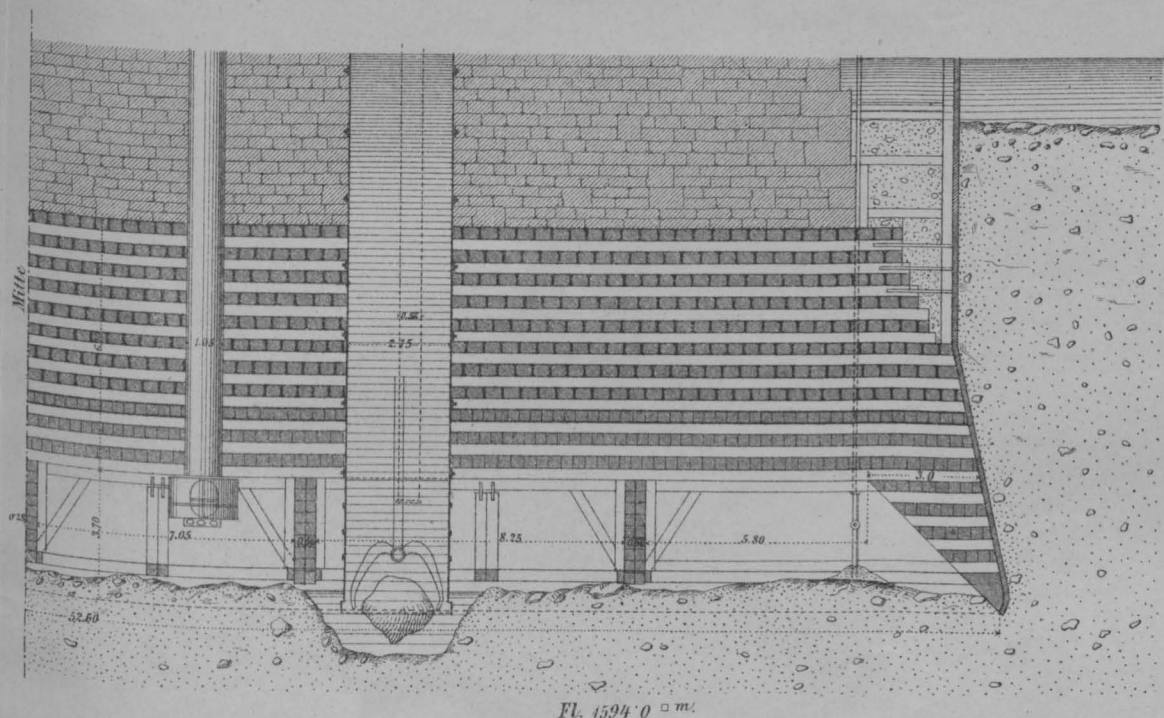
Moderne Caissons.
Gebr. Klein A. Schmoll & E. Gaertner
1869-1873.



Fl = $61,73 \text{ m}^2$



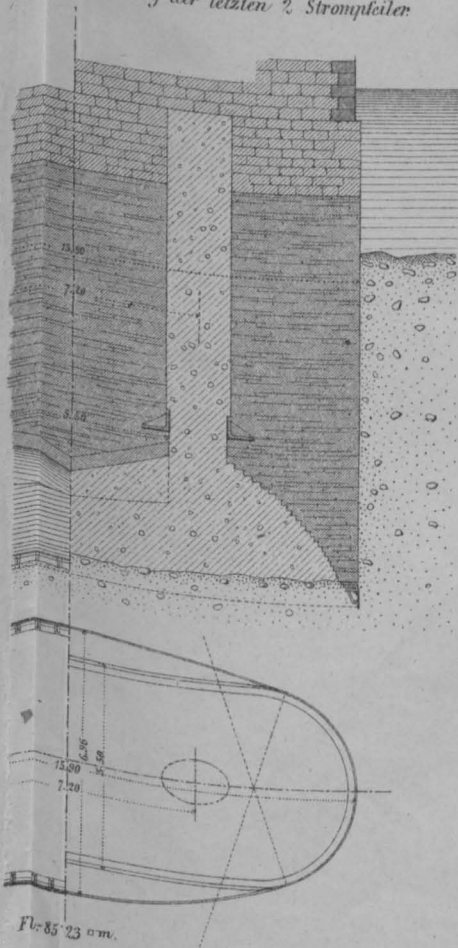
Fig. 12.
East-River-Brücke (Amerika)
Ing. Roebling und Col. Paine.
beg. 1870.



Fl. 1594' 0" m.

storf der Hannoverschen Staatsbahn.
Wiesner. 1876-1877.

Fig. 14.
für Fundirung der letzten 2 Strompfeiler

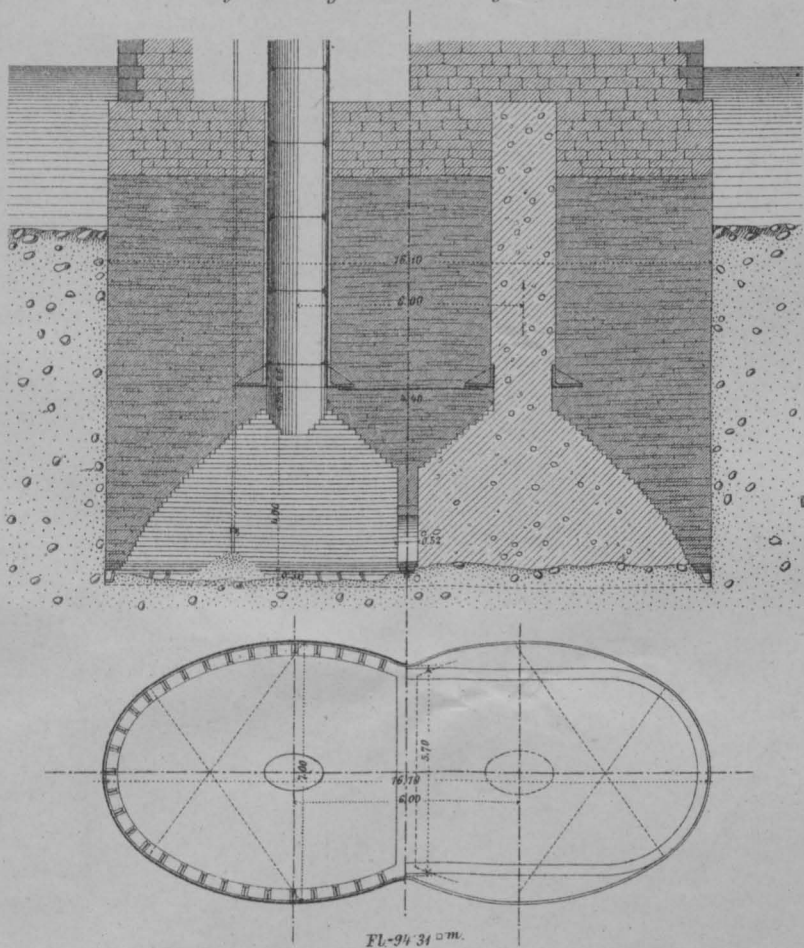


Fl. 85' 23" m.

1:200 n. Gr.

Fig. 15.

Modificirtes ausgeführtes Project für Fundirung der letzten 2 Strompfeiler:



Fl. 94' 34" m.

Fig. 15 a.
Detail
des Brunnenkranzes

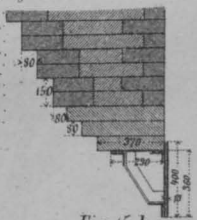
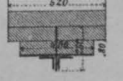


Fig. 15 b.
Detail
der Zwischenwand



1:40.

ÜBERSICHTS-KARTE des Radling-Koppen-und Sarstein-Lawinengebietes.

Maßstab 1:75000.



Radling
a Ochsenfallgraben
b Schöngraben

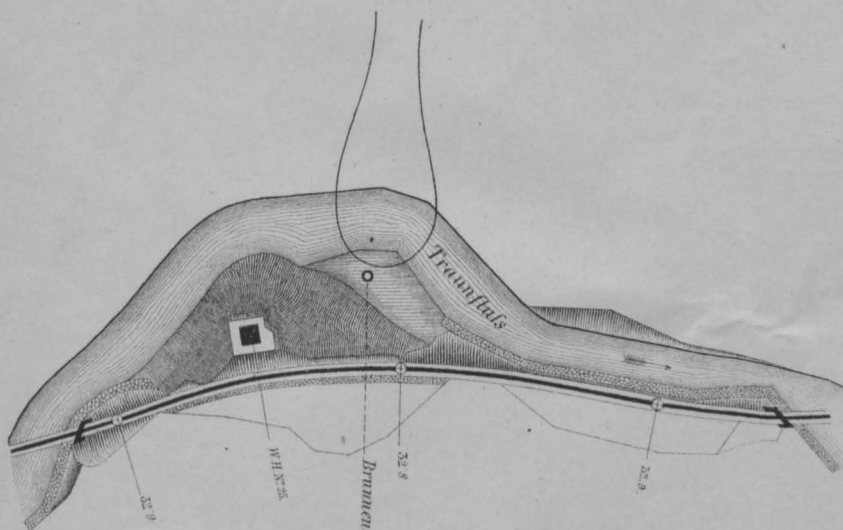
Koppen
c Haslingerrifs
d Brückelgraben
e Gangsteigraben

Sarstein
f Holzwerkgraben
g Schneegraben
h Rostgraben
i Weitgraben

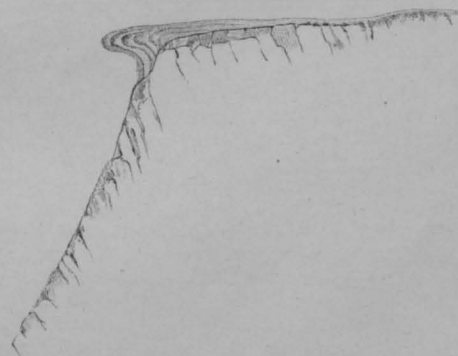
k Steininggraben
l Wassergraben
m Lahnganggraben
n Sattelgraben



Haslingerrifs Lawine.

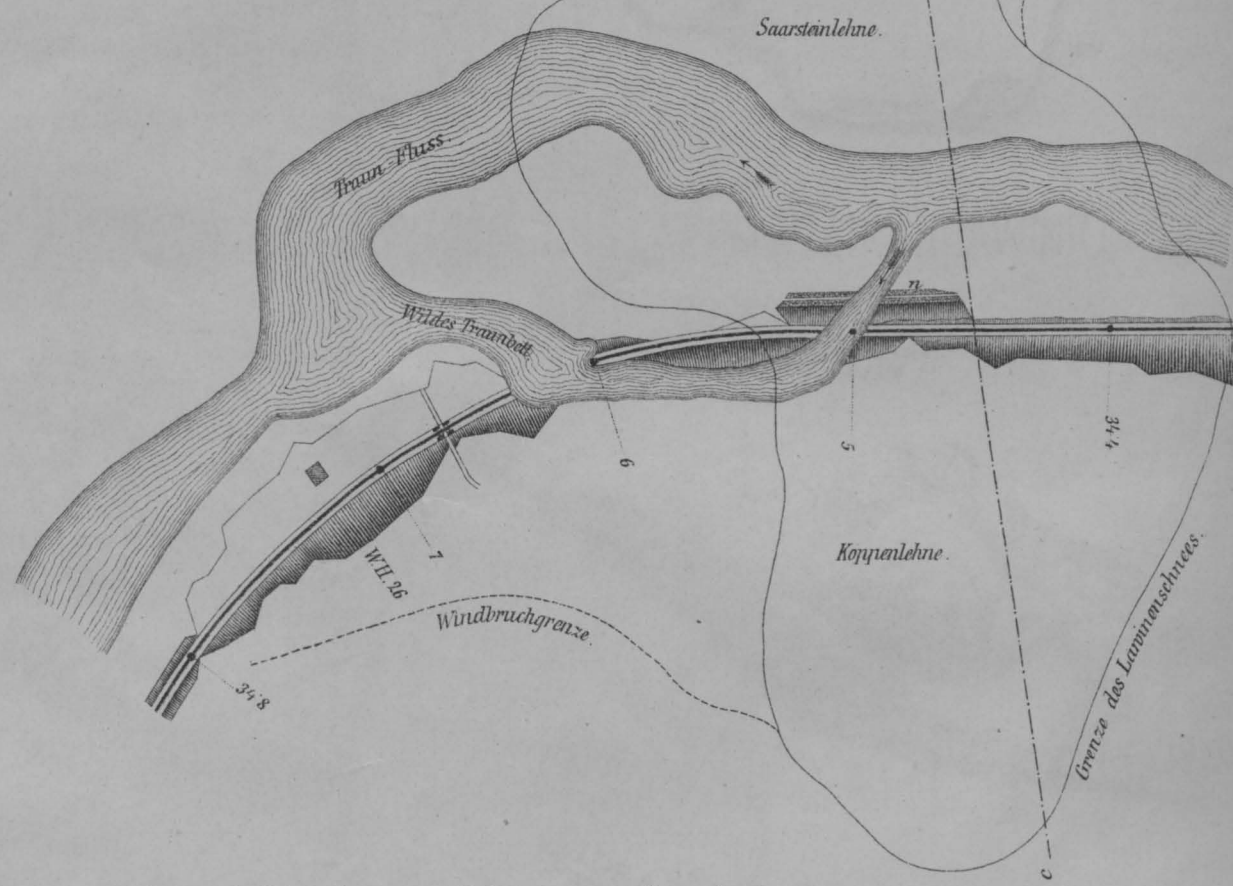


Darstellung der Schneeschilder.

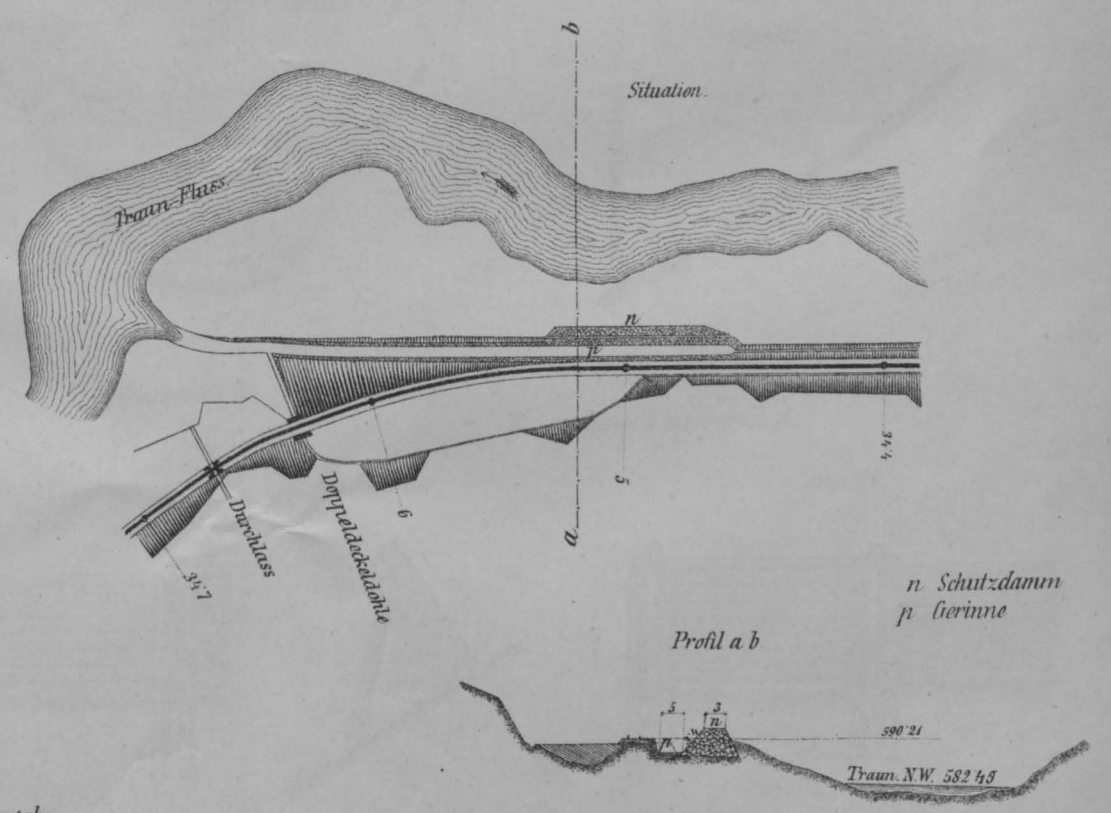


SCHNEEGRABEN LAWINE

Situation der Lawine.

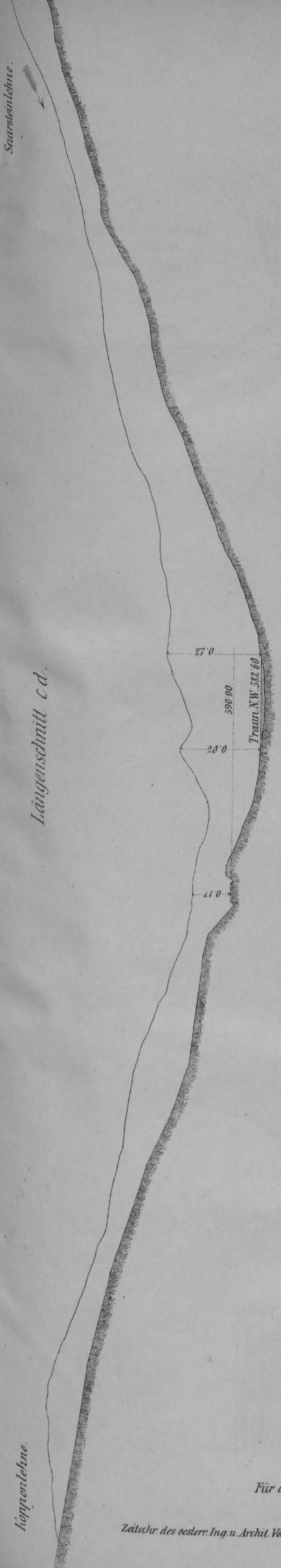


Anlage des Schutzdammes und Gerinnes zum Abzug des Staurwassers.

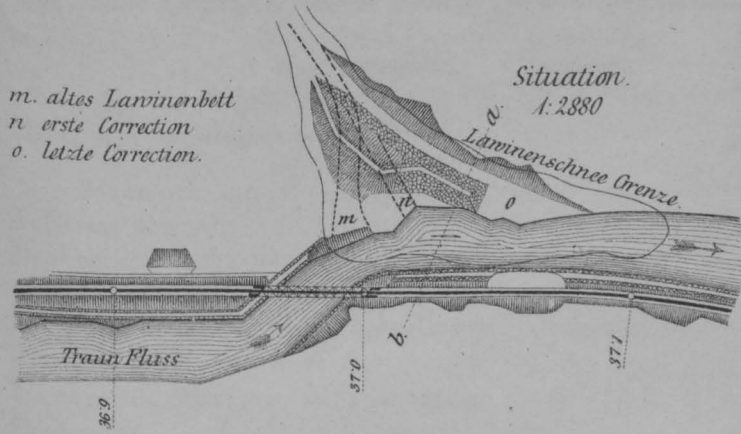


Massstab:

Für die Situationen A: 2880, für Profil und Längenschnitt 1:1440.

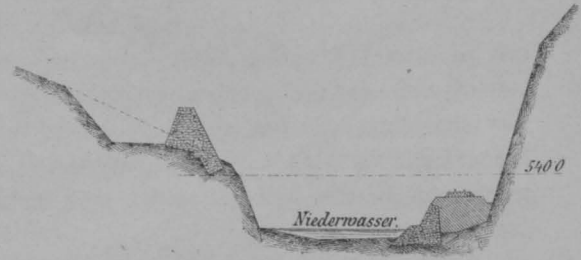


BRÜCKELGRABEN LAWINE.



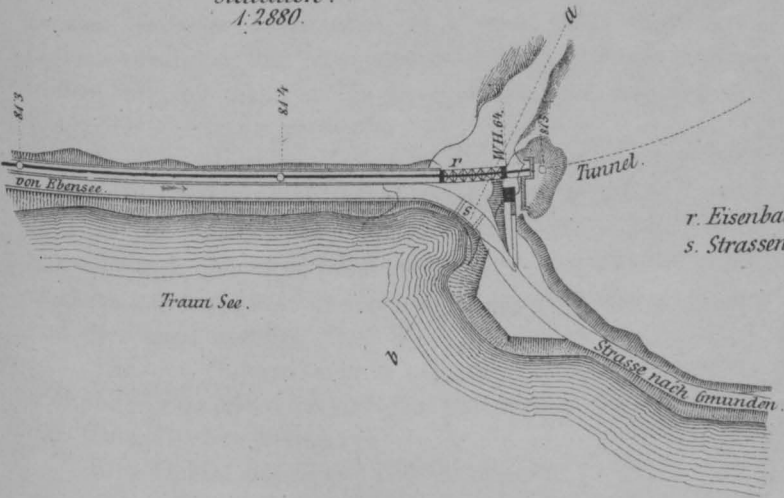
Situation.
A. 2880

Schnitt a b.
A. 1000.



LAWINE BEIM SONNSTEINTUNNEL EINGANG. (ANTENWINKELLAWINE)

Situation.
A. 2880.

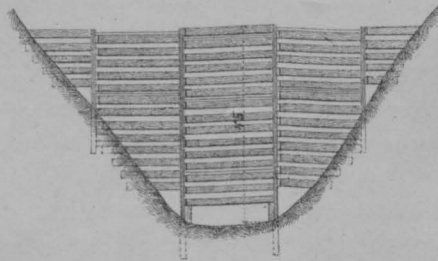


Schnitt a b.
A. 1000

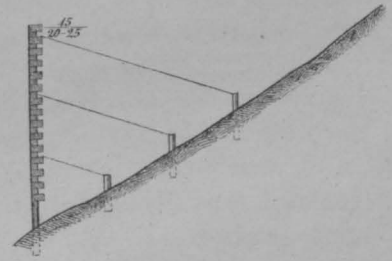


Abbau-Vorrichtungen. Schluchtsperre A. 200.

Ansicht.



Schnitt.



Schneekörbe A. 100.

bei felsigen Untergrund.

bei erdigen Untergrund.

Schnitt.

Ansicht.

Schnitt.

Ansicht.

